



Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles

Yasmina Akou

► To cite this version:

Yasmina Akou. Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995. Français. NNT : . tel-00523302

HAL Id: tel-00523302

<https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-00523302>

Submitted on 4 Oct 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

spécialité : géotechnique

présentée par

Yasmina Akou

*pour obtenir le grade de Docteur de
l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*

sur le sujet

**ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET MODÉLISATION DE
L'ÉLARGISSEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS
COMPRESSIBLES**

soutenue le 19 Décembre 1995

devant le jury composé de

MM. Pierre-Yves HICHER ,	Rapporteur
Minh Phong LUONG,	Rapporteur
Jacques GARNIER,	Examineur
Claude MIEUSSENS,	Invité
M. Jean-Pierre MAGNAN,	Directeur de thèse

Paris



À LA MÉMOIRE DE MA MÈRE

ET À MA SOEUR MAGHNLA

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) sous la direction de Monsieur Jean Pierre Magnan, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et directeur technique au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Je tiens à lui exprimer ma profonde gratitude pour sa patience, pour les précieux conseils qui m'ont permis de mener à bien ce travail et aussi pour ses encouragements dans les passages difficiles. Je lui adresse mes remerciements respectueux pour m'avoir fait l'honneur de présider le jury.

Je remercie tout spécialement Monsieur Philippe Mestat, chef de la section rhéologie et modélisation des sols, qui m'a accueillie au sein de son équipe et pour son aide précieuse dans la réalisation de la partie numérique.

Je tiens à remercier tout particulièrement Monsieur Gérard Rault, Technicien Supérieur à la section centrifugeuse et mécanique des sols du LCPC à Nantes, qui m'a assistée dans la réalisation de la partie expérimentale avec une bienveillante attention et une parfaite maîtrise. Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance et le témoignage de ma profonde admiration.

Je présente mes remerciements au même titre à Monsieur Thierry Dubreucq, Ingénieur à la section centrifugeuse et mécanique des sols du LCPC pour l'aide qu'il m'a apportée et pour m'avoir fait bénéficier de son expérience dans le domaine. Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance.

Je remercie également Monsieur Michel Pelissier, pour son ingénieuse coopération dans la réalisation du film vidéo qui a facilité l'exposition de ce travail lors de la soutenance. Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance.

Je remercie Monsieur François Derkx, chef du Service d'étude et de la construction de prototypes (SECP) du LCPC et, Monsieur Eric Merliot, Technicien Supérieur dans la même section pour la conception de la trémie que j'ai utilisée pour les essais en centrifugeuse.

Je remercie aussi Monsieur Pierre Horny, Ingénieur et Monsieur Gérard Alain, Technicien Supérieur dans le groupe géotechnique routière du pôle géotechnique, qui m'ont aidée dans la réalisation des essais en laboratoire.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à Monsieur Minh Phong LUONG, Directeur de Recherche au Laboratoire de Mécanique des Solides, et à Monsieur Pierre-Yves HICHER, Maître de Conférences à l'Ecole Centrale de Paris, qui ont bien voulu accepter d'être les rapporteurs de cette thèse malgré leurs lourdes tâches.

Je remercie particulièrement Monsieur Jacques Garnier, chef de la section centrifugeuse et mécanique des sols au LCPC, qui m'a accueillie au sein de son équipe et m'a donné les moyens nécessaires à la réalisation des essais en centrifugeuse. J'exprime aussi mes chaleureux

remerciements à Messieurs C. Favraud, L.M. Cottineau, J.M. Moliard et S. Piau, qui m'ont apporté leur compétence technique.

Je remercie Monsieur Claude Mieussens, chef de la section de mécanique des sols du LRPC de Toulouse, pour son aide dans l'étude du remblai de la plaine de l'Aude et pour avoir accepté de participer au jury de soutenance.

Mes remerciements vont également à Monsieur Jean-François Coste, Directeur du LCPC, à Monsieur Alain Bonnet, Directeur des actions scientifiques et techniques et à Madame Nicole TCHANG, pour avoir mis à ma disposition tous les moyens nécessaires au bon déroulement de cette thèse.

Je remercie aussi Madame Rejane Coquelle et Messieurs Jean Claude Berche, Jacques Ocz-kowski, Jean-Louis Salhi, Jean LeGouguec pour les services qu'ils m'ont rendus en matière d'informatique.

Enfin, que toutes les personnes qui m'ont permis, de près ou de loin, de mener à bien cette thèse et particulièrement mes collègues doctorants, trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

RÉSUMÉ

Deux approches ont été utilisées pour étudier le comportement des sols compressibles lors de l'élargissement d'un remblai : étude sur modèles réduits centrifugés et analyse numérique en éléments finis.

Pour l'étude en centrifugeuse, la construction des remblais pendant la rotation du modèle a été effectuée grâce à une trémie développée pour cette recherche. Sept conteneurs d'argile Speswhite reconstituée ont été préparés et équipés de capteurs de tassements de surface, de pressions interstitielles et de déplacements horizontaux. Sept essais ont été réalisés, les premiers pour mettre au point les procédures d'essai et les quatre derniers pour comparer deux variantes d'élargissement d'un remblai. L'analyse des résultats des mesures et des observations faites sur les modèles a montré l'importance des conditions de préparation des massifs d'argile et d'un suivi détaillé de toute l'histoire des sols depuis leur mise en place dans le conteneur jusqu'à la fin de l'essai. Le comportement des argiles pendant la centrifugation dépend d'une combinaison de consolidation et de fluage qui dépend de leur état de surconsolidation initiale et complique l'interprétation des mesures effectuées sur le modèle.

La modélisation numérique a été effectuée au moyen de CESAR-LCPC. Elle a porté sur les modèles testés en centrifugeuse et sur le comportement d'un remblai autoroutier élargi vingt-cinq ans après sa construction. Le calcul en éléments finis, de type élastoplastique couplé, nécessitait des données géotechniques qui n'étaient pas toutes disponibles et les comparaisons effectuées avec les mesures sont restées pour cette raison incomplètes, bien que les phénomènes soient reproduits qualitativement de façon acceptable. Ces recherches montrent qu'il est indispensable de mieux définir les propriétés mécaniques des sols pour déboucher sur des résultats d'application pratique.

Mots-clés

Modélisation - Remblai - Elargissement - Sol mou - Modèle réduit - Centrifugeuse - Trémie - Argile "Speswhite" (argile reconstituée) - Modèle (rhéologique, Mélanie) - Eléments finis (méthode) - CESAR-LCPC (code d'éléments finis) -Expérimentation en vraie grandeur - Essai (de laboratoire).

ABSTRACT

Two approaches were used to study the behaviour of compressible soils during the widening of an embankment : the testing of small scale models in a centrifuge and numerical analyses by the finite element method.

In the centrifuge, the embankments were built in flight by using a new hopper, which was designed for this test. Seven containers of reconstituted Speswhite clay were prepared and equipped with surface settlement, pore water pressure and horizontal displacement sensors. Seven tests were made. The first three tests were used to define the test procedure and the last four ones to compare two types of embankment widening. The analysis of the measurements and observations made on the models showed the importance of the soil preparation conditions and of the detailed history of the soil from its pouring into the container until the end of the test. The clay behaviour in the centrifuge depends on a combination of consolidation and creep, which in turn depends on the initial overconsolidation state of the clay and makes the interpretation of the experimental results more complicated.

The numerical analyses were made by using CESAR-LCPC. They concerned the centrifuge small scale models and the behaviour of a motorway widening embankment, built 25 years after the motorway construction. For the finite element coupled elasto-plastic analyses, some of the necessary geotechnical data were not available; the comparison of numerical and experimental data was therefore not conclusive, despite their qualitative agreement. In order to get more useful results for practice better information about the mechanical properties of the soils is thus needed.

Keywords

Modelling - Embankment - Widening - Soft soils - Model test - Centrifuge - Hopper - "Speswhite" (clay) - Model (constitutive law, Mélanie) - Finite element (method) - CESAR-LCPC (finite element general program) - Full scale testing - Test (laboratory).

SOMMAIRE

	Pages
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre 1 : REMBLAIS SUR SOLS MOUS : DIMENSIONNEMENT ET ELARGISSEMENT (ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE)	
1.1. Introduction	3
1.2. Remblais sur sols mous : Méthodes de calcul	3
1.2.1. Etude de stabilité	3
1.2.1.1. Stabilité au poinçonnement.....	5
1.2.1.2. Stabilité en rupture rotationnelle.....	6
1.2.2. Etude des tassements	7
1.2.2.1. Calcul de l'amplitude des tassements	7
a - Tassement immédiat	9
b - Tassement de consolidation primaire.....	11
c - Tassement de fluage.....	13
d - Tassement dû aux déplacements latéraux	14
1.2.2.2. Calcul de la vitesse des tassements	18
1.3. Elargissement des remblais	21
1.3.1. Techniques d'élargissement	22
1.3.1.1. Emploi du polystyrène expansé	22
1.3.1.2. Le procédé Pneusol	25
1.3.1.3. Utilisation de la "méthode d'élargissement vers l'intérieur"	26
1.3.2. Méthodes de calcul	27
1.4. Conclusion	27

Chapitre 2 : METHODES D'ETUDE DE L'ELARGISSEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS MOUS (ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE)

2.1. Introduction	28
2.2. Expérimentation en vraie grandeur	28
2.2.1. Chantier expérimental de Mandelieu (1990).....	28
2.2.2. Site de la plaine de l'Aude (1994).....	30
2.3. Modélisation par centrifugation.....	39
2.3.1. Principe de similitude dans la modélisation par centrifugation	39
2.3.2. Travaux antérieurs	41
2.3.2.1. Technique de construction du modèle	41
2.3.2.2. Modèles de remblai sur sol renforcé	43
2.3.2.3. Elargissement de remblais	44
2.4. Modélisation numérique.....	45
2.4.1. Travaux antérieurs	45
2.4.2. Code de calcul CESAR-LCPC	47
2.4.2.1. Programme de consolidation "CSNL"	50
2.4.2.2. Modèle de calcul "Mélania"	51
a - Description du modèle "MELANIE"	51
b - Détermination des paramètres du modèle "MELANIE"	57
2.5. Conclusion	59

Chapitre 3 :ELARGISSEMENT DES REMBLAIS EN CENTRIFUGEUSE

3.1. Introduction	60
3.2. Etudes paramétriques sur modèles réduits centrifugés	60
3.2.1. Trémie embarquée du LCPC.....	61
3.2.1.1. Description.....	61
3.2.1.2. Remplissage de la trémie.....	65

3.2.2. Réalisation des essais	67
3.2.2.1. Préparation du sol de fondation	67
a - Malaxage	67
b - Consolidation	68
3.2.2.2. Caractérisation de l'argile et du sable	75
a. - Argile	75
b - Remblai de sable	87
3.2.2.3. Instrumentation du modèle	90
a - Définition	90
b. - Suivi visuel pendant la rotation	91
c. - Mesures de pression interstitielle	93
d. - Mesure des déplacements verticaux	94
e. - Mesures inclinométriques	95
3.2.2.4. Déroulement de l'essai	96
3.2.3. Résultats des mesures et interprétation	100
3.2.3.1. Profils du remblai	100
3.2.3.2. Découpage du massif	102
3.2.3.3. Chargement	104
3.2.3.4. Pressions interstitielles	104
3.2.3.5. Tassements	111
3.2.3.6. Déplacements horizontaux	120
3.3. Calculs manuels et comparaison avec les mesures	125
3.3.1. Amplitude des tassements	125
3.3.1.1. Tassement immédiat	125
3.3.1.2. Tassement de consolidation primaire	126
3.3.2. Déplacements horizontaux	127
3.4. Conclusion	133
 Chapitre 4 : CALCULS EN ELEMENTS FINIS (CESAR-LCPC)	
4.1. Introduction	134
4.2. Validation de l'adaptation du module "CSNL" dans CESAR-LCPC	134
4.3. Modélisation des essais centrifugés	138
4.3.1. Première variante	139
4.3.2. Deuxième variante	141

4.3.3. Analyse des résultats.....	141
4.3.3.1. Comparaison entre calcul numérique et essais.....	142
a - Surpressions interstitielles	142
b - Tassements	142
c - Déplacements horizontaux.....	146
4.3.3.2. Comparaison des calculs numériques.....	148
a - Surpressions interstitielles	148
b - Tassements	149
c - Déplacements horizontaux.....	151
 4.4. Modélisation du site expérimental de la plaine de l'Aude.....	 151
4.4.1. Modélisation.....	151
4.4.2. Modèle de comportement et caractéristiques mécaniques et hydrauliques	152
4.4.3. Chargement.....	154
4.4.4. Conditions aux limites.....	155
4.4.5. Résultats des calculs et analyse.....	156
4.4.5.1. Surpressions interstitielles	156
4.4.5.2. Tassements	158
4.4.5.3. Déplacements horizontaux	161
 4.5. Conclusion.....	 163
 CONCLUSION GENERALE	 164
 ANNEXE III-A : Test du fonctionnement de la trémie.....	 168
ANNEXE III-B : Paliers de chargement à 1 g	172
ANNEXE III-C : Caractérisation de l'argile et du sable.....	174
ANNEXE III-D : Etalonnage des appareils de mesure.....	185
ANNEXE III-E : Instrumentation des modèles	189
ANNEXE III-F : Essais 2 et 3 : Rupture du sol de fondation	194
ANNEXE III-G : Résultats des essais et calculs manuels.....	204
ANNEXE III-H : Pressions interstitielles négatives.....	235
ANNEXE IV : Description et mode d'emploi du module CSNL.....	242
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	248

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'augmentation du trafic sur le réseau routier et autoroutier a conduit dans de nombreux cas les projeteurs à envisager un élargissement des voies existantes. Lors de l'élargissement d'un remblai sur un sol compressible, les tassements sous le nouveau remblai induisent la plupart du temps des désordres affectant le corps de l'ancien remblai sur une période de temps prolongée. Par exemple, le raccordement d'un nouveau tracé à une route existante pose ce type de problème. Ces désordres sont dus à la faible résistance du sol et sa forte compressibilité, qui peuvent entraîner des tassements et déformations importants.

Différentes techniques ont été développées pour limiter ces désordres : remblais en matériaux légers (empilement de buses, argile expansée, pneus usagés, polystyrène), traitement du sol de fondation, isolement du remblai ancien et du remblai nouveau ...). Mais toutes fois ces techniques ne peuvent être employées à bon escient que si l'on peut prévoir précisément l'effet d'un remblai nouveau sur le remblai ancien. C'est à cette amélioration des outils de prévision qu'est consacré ce mémoire.

Les moyens de calcul disponibles actuellement sont limités au calcul des tassements par détermination de l'accroissement de contrainte totale produit par le remblai dans un massif de fondation semi-infini élastique isotrope (abaque d'Osterberg, 1957) et un calcul unidimensionnel du tassement (méthode oedométrique). Cette méthode de calcul ne traduit pas la réalité des phénomènes observés lors de l'élargissement des plates-formes routières en remblai. Le programme de recherche lancé par le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées sur ce thème comporte une expérimentation en vraie grandeur, des essais sur modèles réduits en centrifugeuse et des études numériques par éléments finis. Les travaux présentés dans ce mémoire concernent les deux derniers volets du programme et ont pour objectif de contribuer à la compréhension de ce phénomène complexe. Ils ont nécessité des développements innovants pour les études en centrifugeuse.

Ce mémoire comporte quatre chapitres :

Le chapitre 1 présente une synthèse bibliographique des méthodes d'étude et de construction des remblais sur sols mous et des techniques utilisées pour les élargir.

Le chapitre 2 passe en revue les travaux antérieurs sur l'élargissement des remblais sur site réel, les études en centrifugeuse et les calculs numériques. Il se termine par la description de la structure du code de calcul CESAR-LCPC et de la nouvelle version du module CSNL, au moyen duquel les calculs par éléments finis du chapitre 4 ont été effectués.

Le chapitre 3 est consacré à nos études sur modèles réduits centrifugés. Il décrit les deux variantes d'élargissement, la procédure expérimentale (reconstitution des massifs argileux, instrumentation des modèles, réalisation des essais) et l'analyse des résultats. La réalisation de ces essais a nécessité le développement d'une trémie de pluviation du sable en cours de rotation sous une accélération de 70 g. En parallèle, des essais de caractérisation de l'argile et du sable (essais de compression et de fluage oedométriques, essais triaxiaux et de

perméabilité) ont été réalisés afin de déterminer les paramètres nécessaires aux calculs numériques.

Le chapitre 4 est consacré aux calculs par éléments finis et traite successivement de la validation de la nouvelle version du module CSNL, de l'analyse des essais en centrifugeuse et de la modélisation du remblai de la plaine de l'Aude.

CHAPITRE 1

REMBLAIS SUR SOLS MOUS : DIMENSIONNEMENT ET ÉLARGISSEMENT

(ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE)

1.1. INTRODUCTION

La construction de remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et déformations importants des ouvrages.

Pour construire tout de même les ouvrages désirés, on peut procéder au renforcement ou à l'amélioration du sol de fondation ou du remblai. Les techniques employées permettent soit d'améliorer la stabilité du remblai, soit d'accélérer le processus de consolidation, ou encore de diminuer le tassement final ou de résoudre les deux problèmes à la fois. Les principales techniques utilisées pour contrôler les amplitudes et les vitesses de tassement, ainsi que la stabilité du remblai sont le préchargement du sol mou, le préchargement avec des drains verticaux, la substitution partielle ou totale du sol de fondation, le renforcement du sol par des colonnes ballastées ou des colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment, l'allègement du remblai ... Le lecteur désirant plus de détails sur ces techniques pourra se reporter à l'ouvrage de Leroueil et al. (1985).

Les problèmes de tassement résultant de l'interaction entre remblais et ouvrages d'art sont également difficiles à résoudre. En général, dans les sites de sols compressibles, les structures sont construites sur pieux. La présence, par exemple, de remblais d'accès à proximité des pieux entraîne le développement d'efforts importants de frottement négatif et de poussée horizontale sur les pieux.

Nous nous intéressons dans ce mémoire à l'interaction entre deux remblais (principal et adjacent) dans le cas de l'élargissement d'un remblai existant. Différentes solutions ont été envisagées pour résoudre ce type de problème : mise en place d'un rideau de palplanches pour isoler les massifs de fondation des deux remblais, allègement du remblai qui constitue l'élargissement, utilisation de la "gap-méthode" lors de l'exécution du remblai d'élargissement (Couvreur et al., 1993) ... Ce premier chapitre décrit les méthodes d'étude des remblais sur sols mous et les techniques d'élargissement.

1.2. Remblais sur sols mous : Méthodes de calcul

1.2.1. Etude de stabilité

La plupart des dépôts argileux présentent une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture. Pilot (1972) et Bjerrum (1972) ont noté cette particularité qui est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les

ruptures de remblai observées ont été classées en deux grandes catégories correspondant à des modèles de calcul différents.

Dans le cas où la croûte superficielle surmontant le sol mou est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il s'ensuit la formation de bourrelets de part et d'autre du talus. C'est une rupture générale par poinçonnement (fig. 1.a). (c'est un cas très rare en site terrestre)

Lorsque la couche est mince (fig. 1.b), elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement : il s'agit là d'une rupture par glissement avec fissuration du remblai qu'on rencontre dans le cas d'un remblai cohérent.

Si, au contraire, la croûte superficielle est épaisse (fig. 1.c), elle ne transmettra pas les déplacements horizontaux de la couche molle et le remblai ne sera pas fissuré : il s'agit d'une rupture par glissement sans fissuration du remblai qu'on rencontre dans le cas d'un remblai purement frottant.

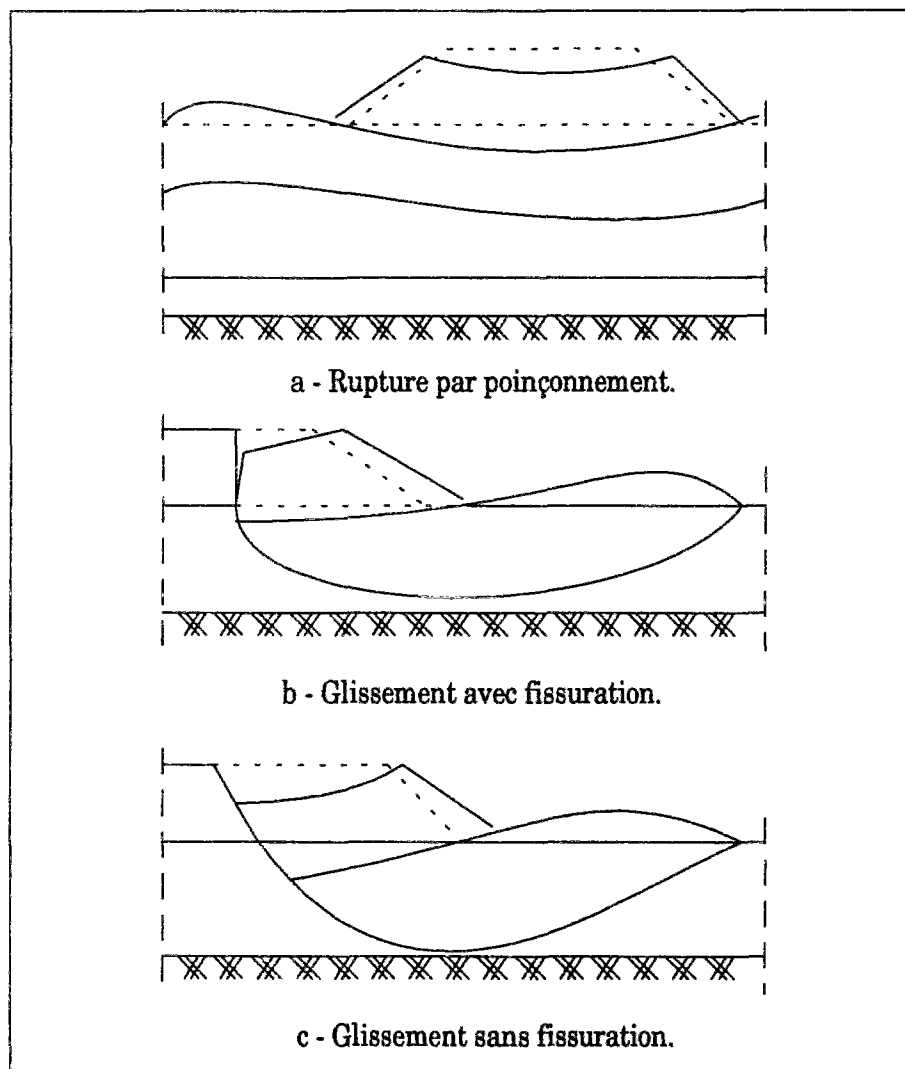


Figure 1.1. : Schémas types de rupture de remblai sur sols mous (Magnan et al., 1984).

Un choix judicieux de la géométrie du talus de remblai lors de son édification permet d'éviter que l'argile soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire. Cet équilibre est caractérisé par un coefficient de sécurité.

1.2.1.1 Stabilité au poinçonnement

Le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. Matar et Salençon (1979) ont proposé des abaques (fig. 1.2) pour évaluer la pression limite sur un sol dont la résistance croît linéairement avec la profondeur. Dans ce cas, le sol de fondation est supposé homogène, d'épaisseur D . La résistance $\tau_f = c_u$, croît avec la profondeur z , avec une valeur en surface τ_o et un gradient de cohésion g . La pression limite s'exprime alors par :

$$q_{\max} = \mu_c \tau_o \left(N'_c + \frac{1}{4} \cdot \frac{gB}{\tau_o} \right)$$

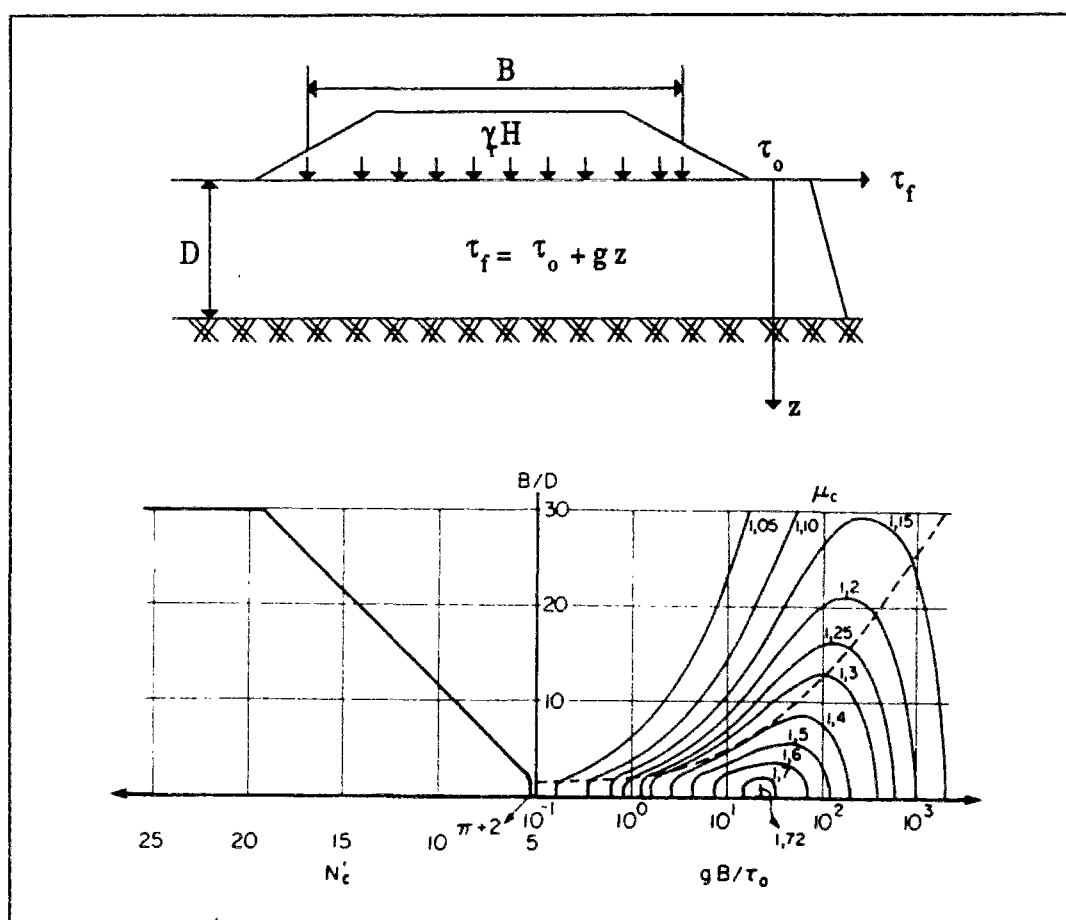


Figure 1.2. : Abaque de calcul du coefficient de sécurité selon la méthode de Matar et Salençon (1979).

Le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{q_{\max}}{\gamma_r h_r}$$

où $\gamma_r h_r$ est la contrainte apportée par le remblai de poids volumique γ_r et de hauteur h_r sur son axe.

1.2.1.2 Stabilité en rupture rotationnelle

L'analyse de stabilité en rupture rotationnelle se fait traditionnellement au moyen de méthodes de calcul à la rupture qui donnent, par l'intermédiaire du coefficient de sécurité F , une idée de l'état d'équilibre du massif par rapport à l'équilibre limite, caractérisé par $F = 1$. La constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées dans ces méthodes rendent l'analyse globale et approchée.

Skempton (1964) s'est penché sur le problème de la mobilisation de la résistance du sol. Il a déduit de l'étude de différents glissements que ni le coefficient de sécurité calculé à partir des caractéristiques résiduelles, ni celui calculé à partir des caractéristiques de pic ne correspondent à la réalité. Il en a conclu que la mobilisation de la résistance au cisaillement n'est pas uniforme.

Des recherches ont été engagées pour essayer de décrire la propagation des conditions "post-rupture" (résiduelles) dans le sol. Ainsi, Athanasiu (1980) a utilisé la méthode des perturbations, qui permet de définir un coefficient de sécurité local en chaque point de la surface de glissement et de pouvoir ainsi suivre la propagation de la rupture.

Cependant, les méthodes de calcul qui admettent la simultanéité de la rupture en tout point restent l'outil le plus utilisé par l'ingénieur géotechnicien. Pour les sols à la fois frottants et cohérents, ces méthodes subdivisent en tranches verticales la partie du massif limitée par la surface de glissement potentielle, d'où le nom de "méthode des tranches" (Fellenius, 1936; Bishop, 1955).

La détermination du coefficient de sécurité d'un remblai se fait généralement au moyen d'abaques (Pilot et Moreau, 1973), ou par un calcul complet selon la méthode des tranches de Bishop (1955), ou la méthode des perturbations utilisées dans le logiciel PETAL du LCPC.

L'utilisation de la méthode des éléments finis avec des lois rhéologiques adaptées a fourni dans certains cas des estimations satisfaisantes des déformations des sols mous jusqu'au voisinage de la rupture, mais elle ne fait pas partie des méthodes courantes des ingénieurs.

1.2.2. Etude des tassements

Un remblai édifié sur sols mous peut être le siège de ruptures spectaculaires mais les problèmes que posent les déformations et les tassements différés sont tout aussi préoccupants pour déterminer les délais, les méthodes de construction et les coûts. Dans certaines conditions, ces déformations peuvent avoir un caractère catastrophique, conduisant à la rupture de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements.

1.2.2.1. Calcul de l'amplitude des tassements

La connaissance du chemin des contraintes effectives ou plus simplement des contraintes effectives verticales sous l'axe d'un remblai est suffisante en pratique pour l'analyse simplifiée du comportement de la fondation argileuse. Dans la zone située sous le centre du remblai, les directions principales des contraintes restent verticales et horizontales en tout temps et le chemin des contraintes effectives suivi pendant et après la construction d'un remblai stable est représenté par O'P'A'B'D' (figure 1.3).

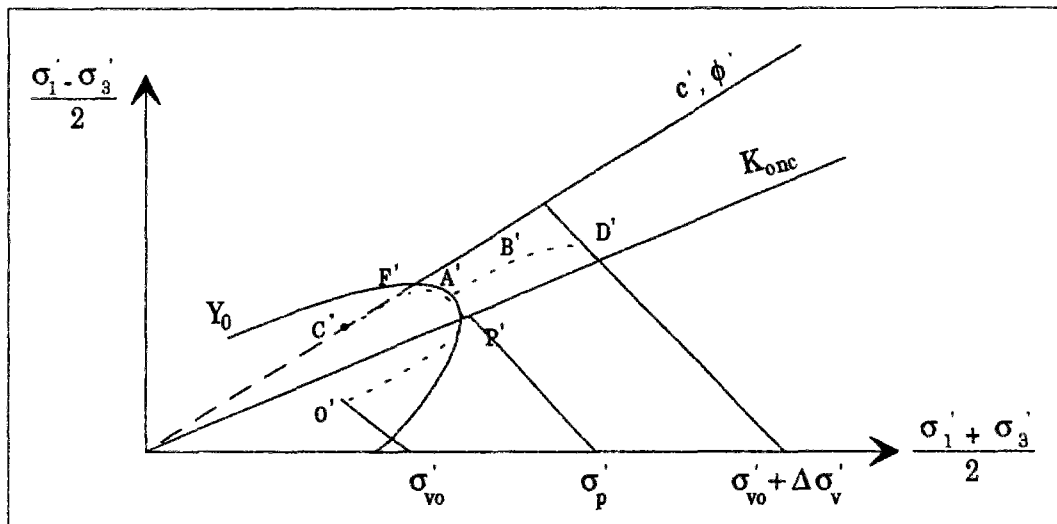


Figure 1.3. Chemin de contraintes effectives sous un remblai (Leroueil et al., 1985).

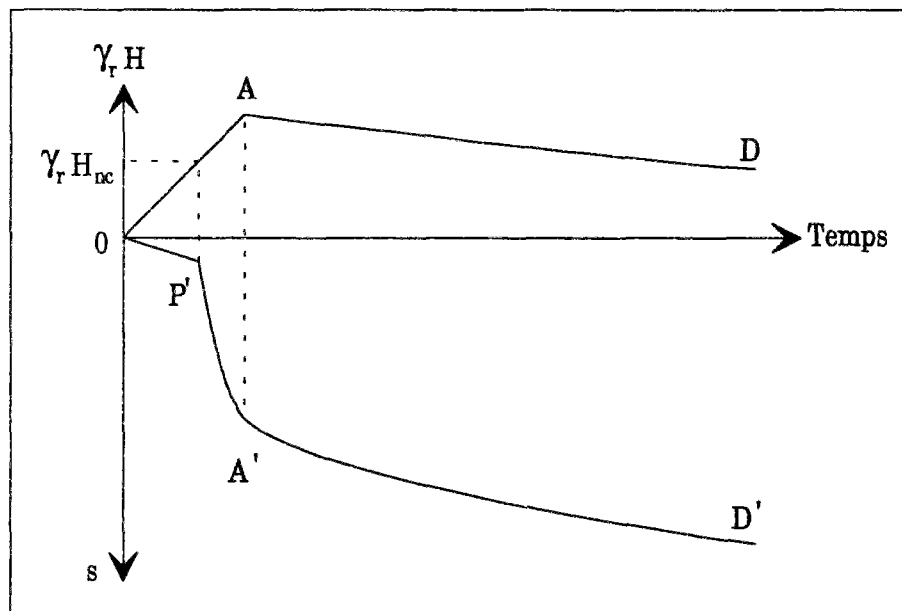


Figure 1.4. : Variations typiques de la charge de remblai et du tassement en fonction du temps (Leroueil et al., 1985).

Le tassement d'un massif de fondation durant la construction et à long terme évolue en fonction de la charge appliquée et du temps (figure 1.4).

Pendant la phase de construction (O'P'A'), l'argile de fondation est en état surconsolidé et présente un comportement quasi-élastique avec une grande rigidité (chemin O'P') : les tassements restent faibles et augmentent linéairement avec la charge du remblai. Lorsque les contraintes effectives atteignent la surface d'état limite en P', c'est à dire $\sigma'_v = \sigma'_p$, l'argile devient normalement consolidée et plus compressible ; on observe alors un comportement non drainé de la fondation suivant le chemin des contraintes effectives (P'A') sur la surface d'état limite de l'argile : les tassements reflètent une plus grande déformabilité de la fondation. De la sommation de ces deux quantités résulte le tassement appelé "**tassement immédiat**". L'état de contrainte effective en A' marque la fin de la construction et le début du processus de consolidation, qui se traduit par une augmentation des contraintes effectives suivant le chemin de contraintes (A'B'). Le tassement résultant est le "**tassement de consolidation primaire**" qui se fait avec une vitesse décroissant régulièrement avec le temps, en fonction des caractéristiques de consolidation et de fluage de l'argile.

La théorie de la consolidation unidimensionnelle et le principe des contraintes effectives établis par K. Terzaghi (1923, 1925) sont incontournables pour toute analyse de la consolidation des sols argileux. Cette théorie repose sur l'hypothèse que "en un court instant, le sol ne peut tasser plus qu'il ne peut évacuer d'eau selon la loi de Darcy (1856)". Pour un sol saturé, matériau à deux phases, la consolidation correspond à la dissipation des surpressions interstitielles et à la diminution du volume de sol au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées. Selon le principe des contraintes effectives, il y a transfert progressif des efforts, au fur à mesure de l'élimination de l'eau, de la phase liquide sur la phase solide. La consolidation du sol ainsi définie est un phénomène de couplage hydro-mécanique, dont les comportements mécanique et hydraulique sont associés respectivement au squelette du sol et au fluide contenu dans les pores de ce dernier.

Le caractère visqueux de l'argile crée une composante de tassement de fluage omise par la théorie de la consolidation unidimensionnelle de K. Terzaghi (1920), qui relie les déformations du sol aux seules variations des contraintes effectives. En réalité, la consolidation et le fluage sont effectivement concomitants, comme le représentent par exemple Gibson et Lo (1961) en décrivant le comportement du sol à l'aide du modèle rhéologique de Kelvin (figure 1.5). Cependant, dans la pratique, le géotechnicien sépare souvent les calculs de tassement primaire et secondaire.

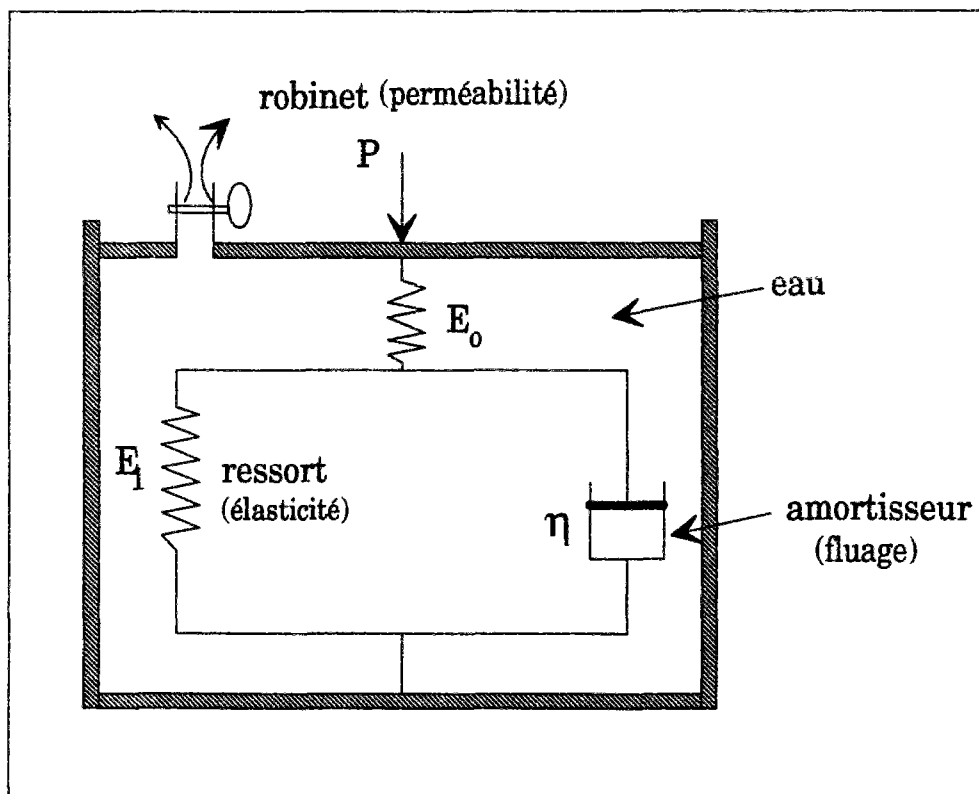


Figure 1.5. : Modèle rhéologique de Kelvin (Gibson et Lo, 1961).

Dans ce modèle, le ressort et l'amortisseur représentent respectivement l'élasticité et la viscosité du squelette du sol.

L'amplitude du tassement final s_{∞} en conditions de déformations planes est déterminée selon la formule classique de décomposition en quatre termes :

$$s_{\infty} = s_i + s_c + s_{fl} + s_{lat}$$

avec

- s_i tassement immédiat ;
- s_c tassement de consolidation ;
- s_{fl} tassement de fluage ;
- s_{lat} tassement induit par les déplacements latéraux du sol sous le remblai.

a - Tassement immédiat

Le chargement du terrain provoque une déformation d'ensemble du massif avant toute consolidation. Le phénomène étant rapide, on peut admettre que la déformation s'opère à volume constant car l'eau n'a pas eu le temps d'être expulsée. Le tassement qui en résulte s'appelle tassement immédiat. Il reste souvent assez faible (parfois négligeable) vis à vis du tassement de consolidation. Le calcul de ce tassement est effectué en supposant un comportement élastique linéaire isotrope à volume constant ($\nu = 0,5$). Selon la méthode de Skempton et Bjerrum (1957), on calcule ce tassement par l'expression :

$$s_i = q \frac{BI}{E}$$

avec

- s tassement immédiat ;
- q contrainte verticale appliquée au sol de fondation ;
- B largeur de la zone chargée ;
- I coefficient d'influence dépendant de la géométrie du remblai et de l'épaisseur du sol compressible.

Divers recueils de tables et d'abaques ont été publiés pour la détermination des déformations élastiques des sols de fondation. Nous ne présenterons ici que la solution de Giroud pour les sols de fondation monocouches. Le tassement de la surface du sol au point M à la distance X de l'axe du remblai se calcule comme suit, avec les notations de la figure jointe à l'abaque. Les valeurs des paramètres sans dimension r_H et r_H' sont lues sur l'abaque de la figure 1.6 en fonction de X/a et H/a pour r_H et de X/a' et H/a' pour r_H' . Le module de déformation E est le module sécant déterminé dans un essai triaxial non consolidé non drainé (E_{uu}).

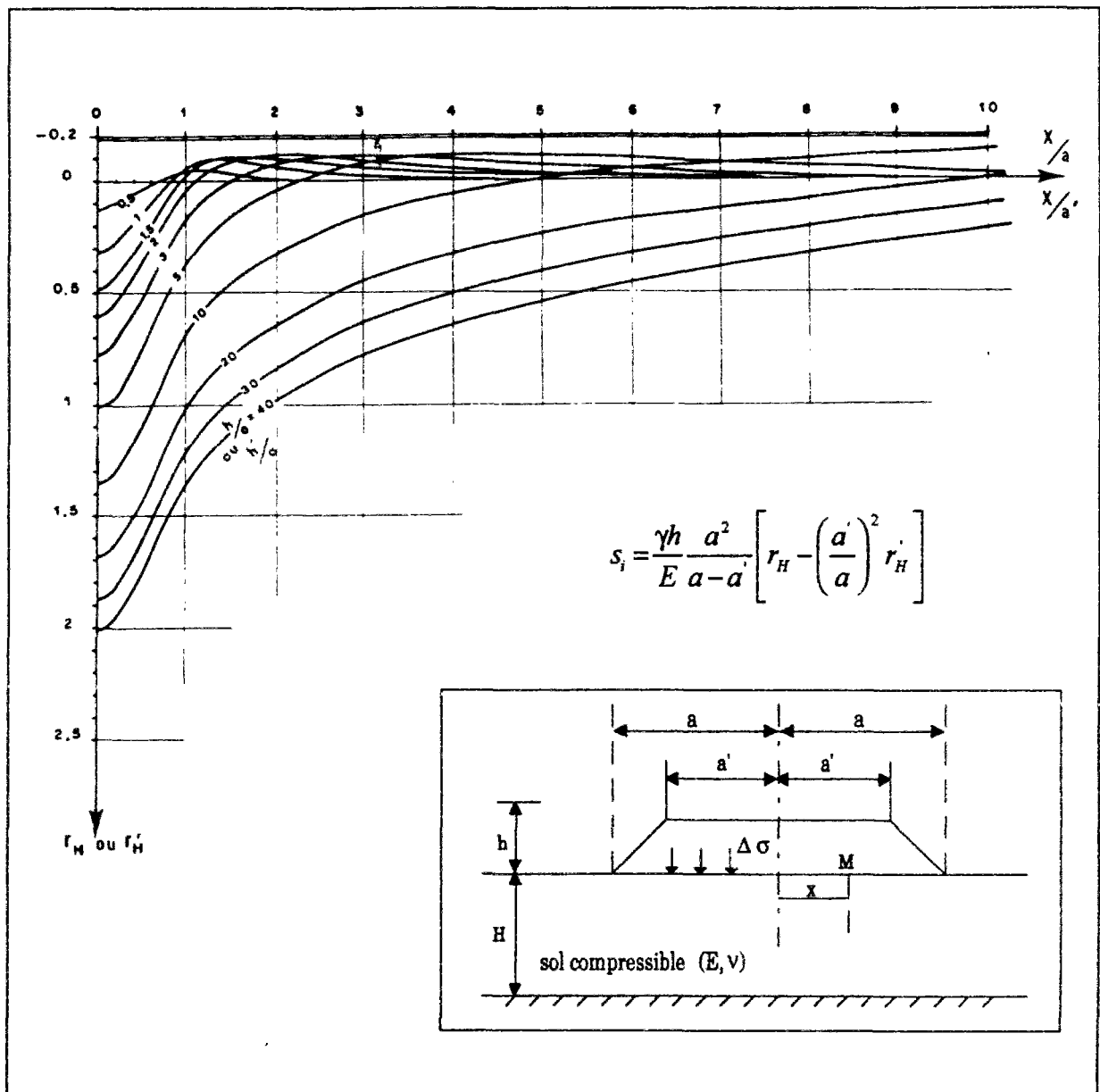


Figure 1.6. : Abaque de Giroud (1973) pour le calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0,5$).

L'évolution du tassement de construction (tassement immédiat) en fonction du chemin de contraintes suivi (O'P'A') tel que décrit ci-dessus, a conduit Leroueil et al. (1985) à diviser ce tassement s_c en un tassement de reconsolidation s_r et un tassement de distorsion non drainée s_u correspondant respectivement aux chemins de contraintes (O'P') et (P'A'). Le tassement de reconsolidation est calculé au moyen des équations :

$$s_{ri} = \frac{H_i}{1+e_{oi}} C_{si} \lg \frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{voi}} \quad \text{ou} \quad s_{ri} = \frac{H_i \Delta\sigma_{vi}}{m_{si} \sigma'_{pi}}$$

et le tassement total sera :

$$s_r = \sum_{i=1}^n s_{ri}$$

avec :

- H_i épaisseur d'une couche élémentaire de sol ;
- e_o indice des vides ;
- C_s indice de gonflement ;
- σ'_p contrainte de préconsolidation ;
- σ'_{vo} contrainte effective verticale initiale ;
- $\Delta\sigma_{vi}$ accroissement de contrainte.

Le tassement de distorsion, en l'absence d'une méthode analytique simple, peut être estimé au moyen de la relation empirique :

$$s_u = (0,07 \pm 0,03)(H_t - H_{nc})$$

où H_{nc} est la hauteur du remblai au moment où l'argile de fondation passe à l'état normalement consolidé.

b - Tassement de consolidation primaire

Par manque de méthodes de calcul des tassements des remblais sur sols compressibles dans le cas bidimensionnel, le tassement primaire est déduit du tassement oedométrique s_{oed} moyennant l'application d'un coefficient correcteur μ introduit par Skempton et Bjerrum (1957).

$$s_c = \mu s_{oed}$$

Ce coefficient permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement final, omise par la méthode oedométrique unidimensionnelle.

La méthode oedométrique se résume comme suit : le massif compressible est assimilé à un assemblage de couches horizontales élémentaires relativement homogènes pour lesquelles on calcule les tassements résultant des pressions appliquées au niveau de chaque couche. La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. Le tassement de chaque couche i d'épaisseur H_i est calculé au moyen de l'équation :

$$s_{\text{oedi}} = \frac{H_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{ai} \lg \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{voi}} + C_{ci} \lg \frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right]$$

avec :

C_c indice de compression.

Les paramètres de compressibilité sont déterminés par un essai oedométrique conventionnel. Le calcul de l'accroissement de la contrainte effective ($\Delta\sigma_{vi}$), dans l'axe du remblai est effectué dans la pratique courante au moyen de l'abaque d'Osterberg (1957). Ce dernier, établi dans le cadre de la théorie de l'élasticité, à partir des formules de Boussinesq, donne le coefficient d'influence I en fonction des paramètres a/z et b/z (figure 1.7).

$$\Delta\sigma_z = 2 I \Delta\sigma$$

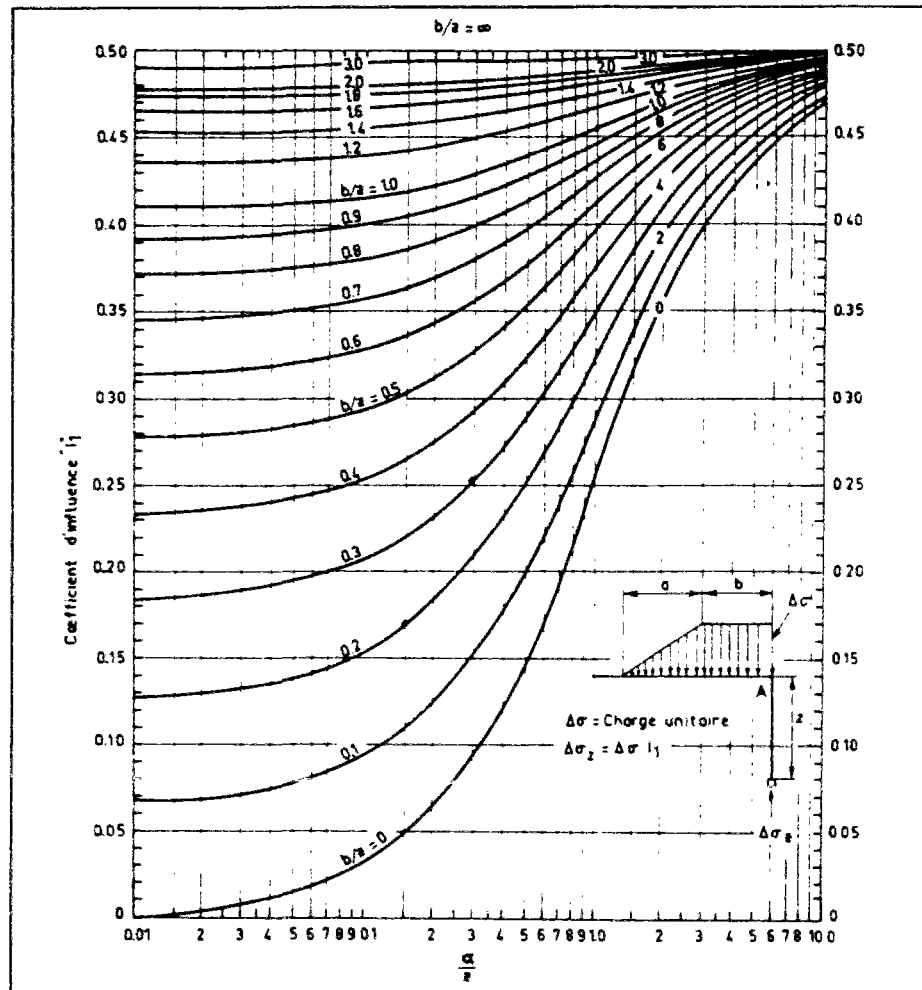


Figure 1.7. : Abaque d'Osterberg (1957)

Le coefficient I d'influence peut être aussi déterminé par la formule suivante, établie par Osterberg (1957) avec les notations de la figure 1.8:

$$I = \frac{1}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right]$$

avec :

$$\alpha_1 = \arctan\left(\frac{a+b}{z}\right) - \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$$

$$\alpha_2 = \arctan\left(\frac{b}{z}\right)$$

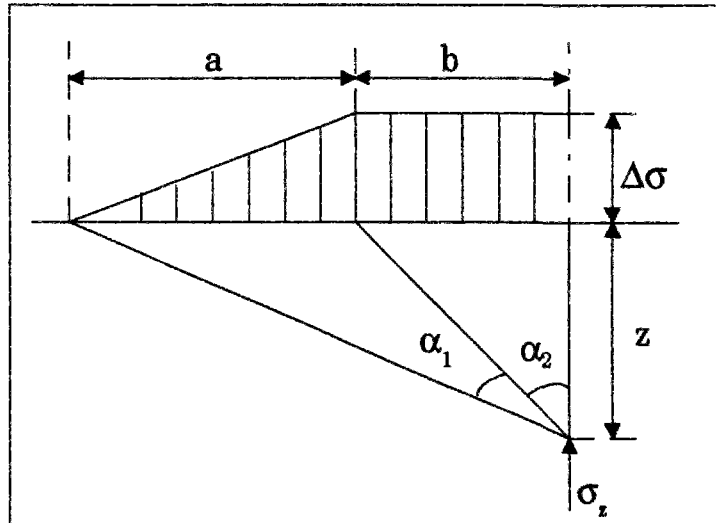


Figure 1.8. : Notations utilisées dans l'abaque et la formule d'Osterberg (1957).

c - Tassement de fluage

La viscosité du squelette du sol se traduit par des déformations différées dites de fluage. Elles sont définies comme étant des déformations du sol sous contrainte effective constante. À l'échelle intergranulaire, ces déformations peuvent aussi être attribuées à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique de l'eau adsorbée et à la réorientation de la structure granulaire provoquée par les contraintes de cisaillement résultant de la consolidation primaire.

Buisman (1936) fut l'un des premiers à établir une relation expérimentale qui exprime la variation de l'indice des vides proportionnellement au logarithme du temps avec un coefficient de fluage. Sous l'influence des travaux de Taylor (1942), Bjerrum (1967) a proposé une représentation du fluage sous forme d'un réseau de courbes parallèles appelées "lignes de temps". Par la suite, cette représentation a été généralisée par Lepidas et Magnan (1987) au cas des déformations planes en s'appuyant sur les résultats des études expérimentales de Tavenas et Leroueil (1977) à l'université Laval de Québec. L'explication du fluage, en liaison avec le modèle rhéologique MELANIE (Lepidas et Magnan, 1987), est précisée au paragraphe (2.4.2.2.) du chapitre 2.

Selon la méthode de Buisman et Koppejan (1948), la plus grande partie de ce tassement se produit après la fin de la consolidation, pour un temps t supérieur à t_{100} (figure 1.9). Cette méthode permet de calculer ce tassement par l'équation :

$$s_f = C_\alpha H \lg \left(\frac{t}{t_{100}} \right)$$

avec :

t_{100} temps correspondant à la fin de la consolidation primaire,
 C_α coefficient de fluage,
 H épaisseur de la couche compressible.

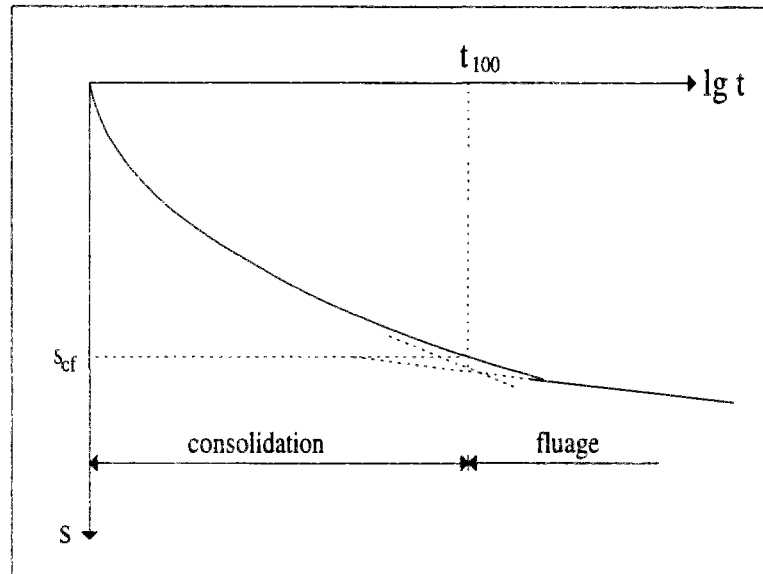


Figure 1.9. : Evolution des tassements au cours du temps .

Le fluage d'un matériau est défini comme sa déformation au cours du temps lorsqu'il est soumis à un état de contraintes constant. Dans le cas des sols saturés, il est généralement admis qu'il s'agit de l'état des contraintes effectives. A la fin de la dissipation des surpressions interstitielles, le sol continue à se déformer à cause d'un processus visqueux, lié à la nature des contacts entre les particules adjacentes et provoquant un réarrangement entre ces particules, tout en diminuant l'indice des vides : c'est le phénomène de consolidation secondaire lié au fluage du sol.

Leroueil et al. (1985) ont expliqué que, contrairement à ce qui est écrit dans de nombreux manuels, il y a déformation volumique du sol durant la consolidation secondaire, et donc écoulement d'eau. Par conséquent, conformément à la loi de Darcy, il doit exister des surpressions interstitielles, même si elles sont trop faibles pour être mesurées dans les essais de laboratoire (sur le terrain, des surpressions de plusieurs dizaines de kilopascals ont été mesurées sur différents sites).

d - Tassement dû aux déplacements latéraux

En l'état actuel des connaissances, il n'existe pas de méthode de calcul analytique pour la détermination de ce terme. Toutefois, on peut utiliser les résultats de Bourges et Mieussens

(1979) sur les déplacements latéraux sous les remblais, qui permettent de convertir le volume correspondant à ces déplacements en un tassement supplémentaire du sol (figure 1.10).

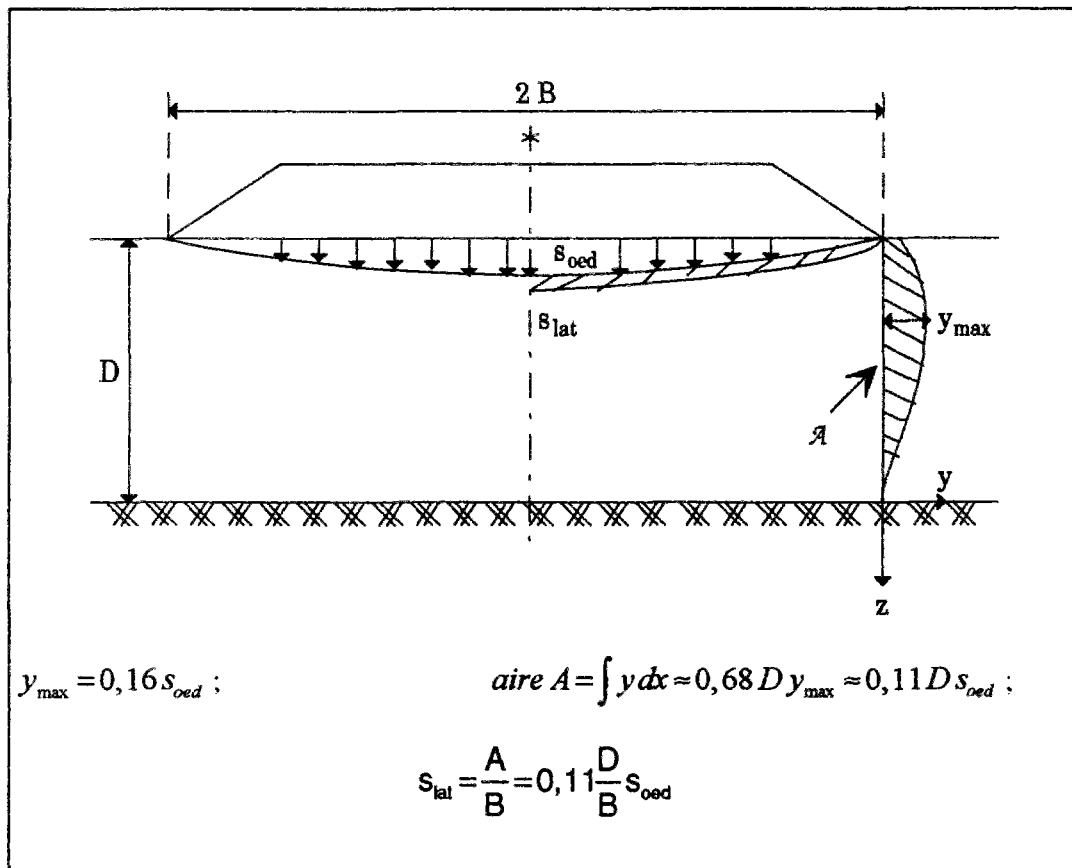


Figure 1.10. : Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux (Bourges et Mieussens, 1979).

Le calcul de la déformée libre du sol $G(Z)$ est effectué par une méthode empirique proposée par Bourges, Mieussens (1979) et Tavenas et al. (1979), suite à une analyse détaillée des observations des déplacements latéraux mesurés en pied de remblai sur de nombreux sites de sols compressibles. Cette méthode de prévision, dont le principe est décrit ci-après, permet de déterminer d'une part la géométrie de la déformée horizontale et d'autre part l'évolution temporelle de l'amplitude maximale du déplacement horizontal ($g_{\max,t}$). Indépendamment de la position de l'inclinomètre par rapport au pied du remblai (figure 1.11.a) et en fonction de la nature des sols rencontrés, trois types de courbes ont été proposés pour la déformée libre du sol (figure 1.11.b), en fonction des considérations suivantes :

- courbe I** lorsque l'on dispose de peu de données sur le sol ;
- courbe II** lorsque la couche molle est normalement consolidée sans couche surconsolidée en surface ;
- courbe III** lorsque la couche de surface est moins déformable que les couches profondes. L'épaisseur de cette couche doit représenter 25 à 30 % de l'épaisseur totale de sol compressible.

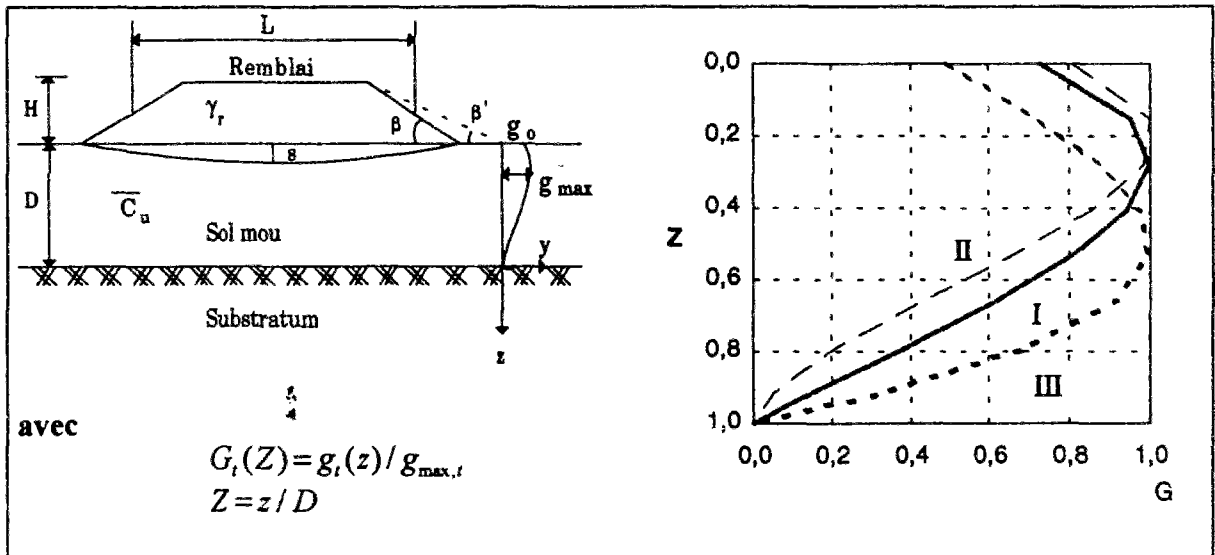


Fig 1.11.a : Définition des paramètres Fig 1.11.b : Déformées adimensionnelles utilisés pour la prévision de la déformée.

Figure 1.11. : Méthode de calcul des déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles (Bourges et Mieussens, 1979).

Les équations de chacune de ces déformées types sont les suivantes :

courbe I $G = 1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$

courbe II $G = 3,42 Z^3 - 6,37 Z^2 + 2,14 Z + 0,81$

courbe III $G = -2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$

La valeur du déplacement horizontal maximal en fin de construction est estimée au moyen de l'abaque de la figure 1.12. Connaissant le coefficient de sécurité et le paramètre m qui caractérise la position du pieu, on peut déterminer le déplacement maximal $g_{\max, o} = \lambda D$.

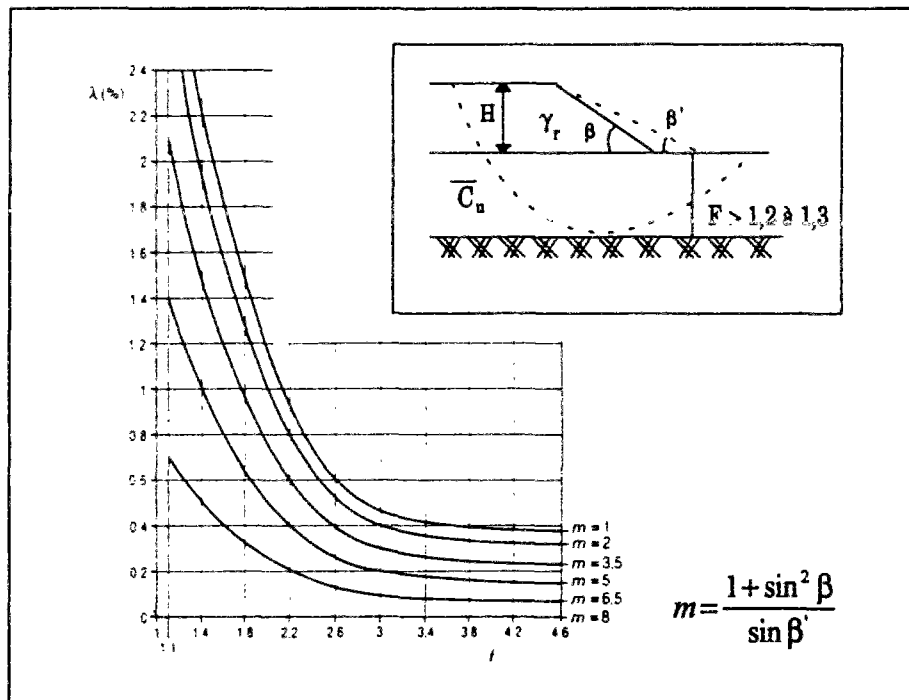


Figure 1.12. : Abaque de détermination de λ en fonction de m et de F (Bourges et Mieussens, 1979).

Par contre, la valeur du déplacement maximal différé est reliée au tassement dans l'axe du remblai par la relation :

$$\Delta g_{\max,t} = \Gamma \Delta s_t$$

avec

$$\Delta s_t = s_t - s_o$$

s_t tassement à l'instant t dans l'axe du remblai ;

s_o tassement total, à la fin de la construction ;

Γ coefficient dépendant de la pente du talus et de la position de l'inclinomètre par rapport au pied du talus.

Le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t, qui est la somme de ces deux termes, vaut donc :

$$g_{\max,t} = g_{\max,o} + \Delta g_{\max,t} \quad (1.1)$$

La relation (1.1) permet de calculer le déplacement horizontal maximal du sol final, en faisant tendre vers l'infini le deuxième terme. C'est cette quantité qui sera utilisée pour la détermination de la fonction $g(Z)$, qui sert par exemple pour le calcul des pieux soumis aux poussées latérales du sol :

$$g_{\max,\infty} = g_{\max,o} + \Delta g_{\max,\infty}$$

avec

$$\Delta g_{\max,\infty} = \Gamma \Delta s_{\infty}$$

$$\Delta s_{\infty} = s_{\infty} - s_o$$

s_{∞} tassement final pour t tendant vers l'infini.

Une seconde méthode de prévision approchée des déplacements horizontaux a été proposée par Magnan et Lepidas (1990). Cette méthode découle d'une étude paramétrique des déplacements horizontaux des sols mous sous les remblais pendant la construction au moyen du code de calcul par éléments finis ROSALIE - Groupe 9. Après comparaison du fuseau moyen des déplacements horizontaux en pied et en crête de talus avec les courbes types proposées par Bourges et Mieussens (1979), ces auteurs ont constaté que l'allure générale de la déformée obtenue par l'étude paramétrique est en assez bon accord avec les courbes types C_1 et C_3 . Une courbe moyenne C (figure 1.13) caractérisant le fuseau a été proposée, d'équation :

$$y(z/D)/y_{\max} = 1,43(z/D)^3 - 4,62(z/D)^2 + 2,59(z/D) + 0,6$$

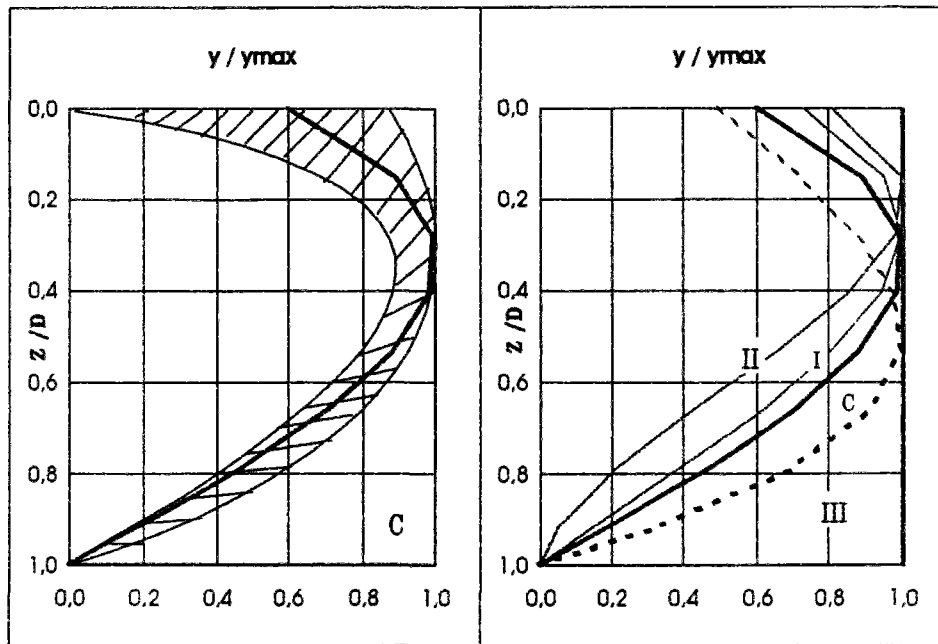


Figure 1.13. : Déformées horizontales du sol en bord de remblai : fuseau des calculs, courbe moyenne C et courbes C1, C2 et C3 de Bourges et Mieussens (1979) (Magnan et Lepidas, 1990).

1.2.2.2. Calcul de la vitesse des tassements

La perméabilité des sols fins est faible et l'écoulement de l'eau à travers les interstices du sol ne s'effectue pas instantanément. Par conséquent, les contraintes produites par la charge du remblai sont reprises à court terme par l'eau qui est mise en pression. Cette eau s'écoule alors progressivement vers les surfaces drainantes où la pression de l'eau est plus faible. Simultanément, la pression de l'eau interstitielle diminue et les contraintes effectives supportées par le squelette augmentent : c'est le phénomène de consolidation tel qu'il est décrit par la théorie de K. Terzaghi (1925). L'analyse du phénomène de consolidation permet de calculer les vitesses de tassement.

La prévision de la vitesse de tassement peut être effectuée à l'aide d'abaques, de programmes de calcul ou par extrapolation des mesures faites sur un remblai d'essai ou un autre ouvrage voisin.

La vitesse de tassement, selon Terzaghi (1925), correspond au temps t nécessaire pour atteindre le tassement final (s_{∞}), qui est relié au tassement s_t à l'instant t par l'intermédiaire d'un coefficient dit "degré de consolidation" et noté U_v (U_v est parfois appelé degré de tassement et noté U_s) :

$$s_t = U_v s_{\infty}$$

Le degré de consolidation U_v est aussi défini comme le rapport de l'augmentation moyenne de la contrainte effective dans le massif au temps t à sa valeur finale, égale à la valeur de la charge appliquée $\Delta\sigma_v$:

$$U_v = 1 - \frac{\Delta\bar{u}}{\Delta\sigma_v}$$

La variation de la surpression interstitielle (Δu) est la solution de l'équation unidimensionnelle de Terzaghi (1925), qui s'écrit (Schlosser et Magnan, 1984) :

$$\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2}$$

avec :

$$c_v = \frac{k(1+e)}{\gamma_w a_v}$$

k coefficient de perméabilité ;
 a_v coefficient de compressibilité verticale ;
e indice des vides ;
 γ_w poids volumique de l'eau.

La valeur du coefficient de consolidation est déduite des essais de compressibilité en utilisant la méthode de Casagrande (1936) ou la méthode de Taylor (1942). La seconde méthode est celle que recommande le mode opératoire des Laboratoires des Ponts et Chaussées (1985). On utilise dans ces méthodes les expressions :

$$c_v = \frac{0,197 H^2}{t_{50}} \quad \text{(méthode de Casagrande),}$$

$$c_v = \frac{0,848 H^2}{t_{90}} \quad \text{(méthode de Taylor),}$$

avec :

H distance de drainage.

La relation entre le facteur-temps T_v et le degré de consolidation U_v permet de calculer le tassement correspondant à une durée de consolidation t . Inversement, pour connaître le temps nécessaire pour atteindre une certaine valeur du tassement, on calcule le degré de consolidation correspondant, puis on utilise la courbe exprimant U_v en fonction du facteur-temps T_v suivant la forme de la distribution initiale de la surpression interstitielle (figure 1.14), pour déterminer la valeur de T_v puis du temps de consolidation nécessaire.

$$T_v = c_v \frac{t}{H^2}$$

L'analyse de la consolidation par la méthode de Terzaghi (1925) souffre toutefois de nombreux défauts, énumérés par Leroueil et al. (1985). Parmi les plus gênants, on peut citer : son caractère unidimensionnel, négligeant l'effet du drainage horizontal qui produit une accélération de la consolidation, l'incompressibilité du fluide interstitiel et l'omission du caractère visqueux du squelette du sol.

L'hypothèse d'un sol saturé n'est pas non plus toujours vérifiée dans la réalité. En effet, les sols mous naturels présentent en général un faible pourcentage de vides occupés par des gaz, sous forme de petites bulles ou dissous dans l'eau, qui se traduit par une certaine compressibilité de l'eau. Cette dernière est caractérisée par un coefficient de compressibilité a_w défini par Bishop et Eldin (1950). Magnan et Dang (1977) ont établi un abaque pour la détermination de a_w connaissant la pression u_w et le degré de saturation s_r du sol (figure 1.15).

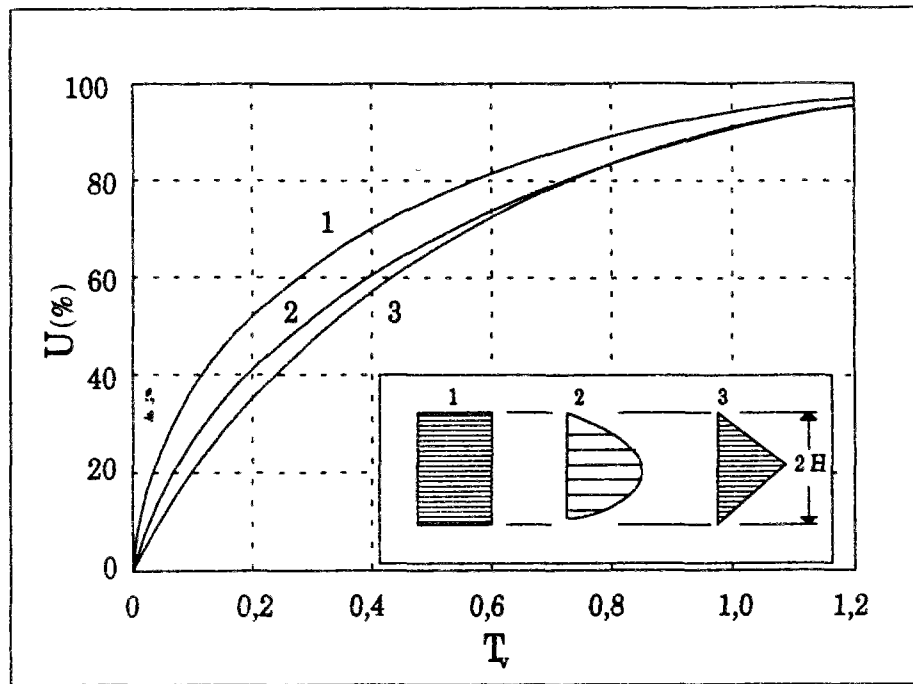


Figure 1.14. : Degré de consolidation U_v en fonction du facteur temps T_v pour différentes distributions initiales des surpressions interstitielles (Leroueil et al., 1985).

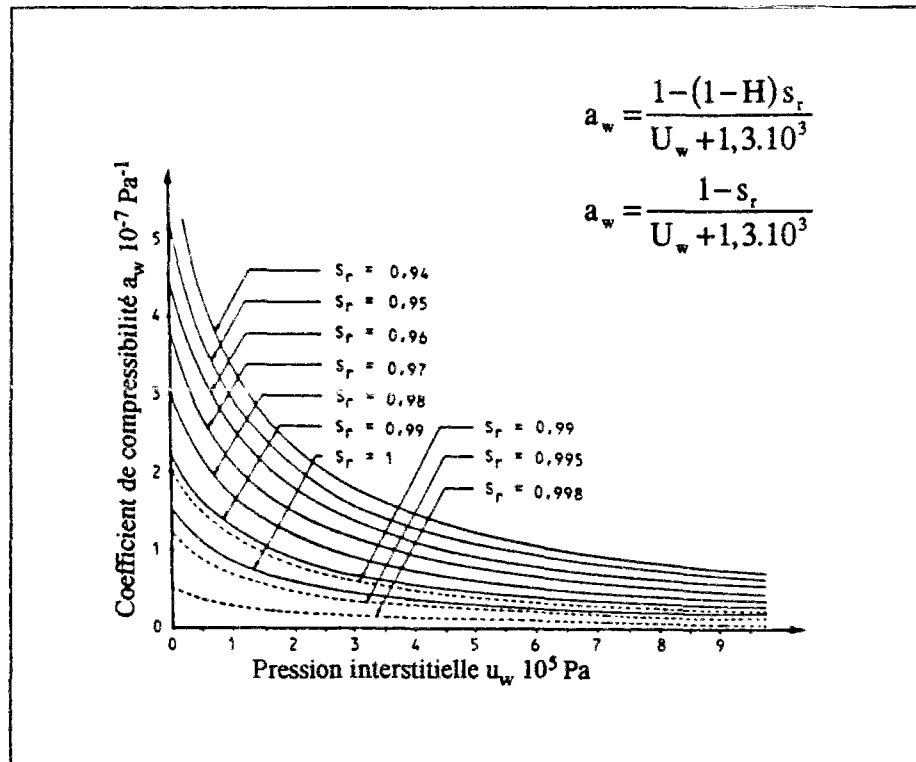


Figure 1.15. : Variation du coefficient de compressibilité a_w de l'eau interstitielle en fonction de la pression interstitielle u et du degré de saturation S_r (Magnan et Dang, 1977).

Les abaques de Mécasol (Magnan et al., 1987) permettent de calculer le degré de consolidation moyen dans une couche homogène d'épaisseur finie, dans laquelle l'écoulement de l'eau interstitielle est bidimensionnel. En cas d'anisotropie, ces abaques sont encore utilisables en ramenant le problème à un cas isotrope par transformation de la largeur de la fondation ($B_{ie} = B_{réel} k_h / k_v$).

L'étude de la consolidation des massifs de sols argileux traversés par des drains verticaux fait appel à la théorie de la consolidation radiale de Barron (1948), dont le développement est inspiré de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et qui décrit l'effet de l'écoulement horizontal de l'eau vers les drains sur le tassement du sol. La solution de cette théorie a été donnée sous forme d'abaques de détermination du degré de consolidation radiale U_r . Carillo (1942) a montré que l'on peut décomposer, dans certaines conditions, l'étude de l'écoulement tridimensionnel de l'eau entre les drains en deux études indépendantes de l'écoulement vertical et de l'écoulement horizontal.

Ces dernières années, la description du comportement des argiles molles naturelles a été complétée pour mieux simuler le phénomène de consolidation au moyen de modèles rhéologiques issus d'études théoriques et expérimentales. Ces modèles, introduits dans des codes de calcul par éléments finis, sont utilisés pour la résolution des problèmes liés à la consolidation des sols fins. Parmi les programmes de calcul disponibles, le programme CONMULT 78 (Magnan et al., 1979) permet de résoudre par la méthode des différences finies le problème de la consolidation unidimensionnelle d'un multicouche éventuellement non saturé, dont la perméabilité et la compressibilité varient et pour lequel le squelette est doué de fluage.

Actuellement, toutes les limitations de la théorie Terzaghi peuvent être supprimées par l'utilisation de programmes de calcul par éléments finis, comme le programme CESAR-LCPC. Ce dernier permet de faire une analyse réaliste du processus de consolidation en prenant en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau interstitielle dans le sol de fondation, l'effet du fluage ainsi que la variation des paramètres de déformabilité et de perméabilité. Les calculs numériques nécessitent la mise en oeuvre de moyens importants et sont souvent onéreux, d'où la rareté de leur utilisation, qui peut aussi s'expliquer par le manque fréquent de données sur les sols dans les projets

Dans la pratique courante, le géotechnicien utilise l'hypothèse d'une consolidation unidimensionnelle pour faire des calculs prévisionnels et ces calculs restent acceptables, sous réserve d'une bonne évaluation de la géométrie et des paramètres de compressibilité.

1.3. Elargissement des remblais

La traversée de zones de sols compressibles constitue toujours un problème délicat pour un tracé routier. Mais elle est de moins en moins considérée comme un obstacle majeur avec l'évolution des méthodes de construction sur sols mous.

Du fait de la nature compressible du sol de fondation, l'élargissement d'un remblai existant peut poser des problèmes de tassements différentiels importants entre les deux remblais. Les tassements immédiats qui suivent la construction du remblai peuvent entraîner des désordres dans le remblai existant. Les tassements différés atteignent parfois des valeurs inadmissibles sous les voies de circulation. Ces problèmes sont dus, comme déjà noté, à la faible résistance du sol et à sa forte compressibilité.

Différentes techniques ont été développées pour le franchissement des zones de sols de faible portance, notamment pour les travaux d'élargissement, comme l'emploi de remblais en matériaux légers (polystyrène, argile expansée, empilement de buses, pneus usagés de type Pneusol) ou de remblais renforcés par des inclusions (terre armée, géotextiles...). L'utilisation de blocs de déchets de matières plastiques compressés et ligaturés (El Ghoche et Cambou, 1994) peut offrir aussi des possibilités intéressantes pour résoudre les problèmes de tassements des remblais, tout en valorisant des déchets coûteux à éliminer. En effet, l'utilisation de matériaux légers pour la construction de remblais permet de limiter les charges appliquées à la surface du sol de fondation et d'améliorer la stabilité de l'ouvrage tout en diminuant les déformations du sol.

1.3.1. Techniques d'élargissement

La solution la plus économique pour la traversée de zones de sols mous consiste à construire le remblai d'élargissement à la surface de la couche molle sans prendre aucune mesure pour améliorer ses propriétés. Néanmoins, ce genre d'approche sans précaution crée souvent des déformations ou fissures inacceptables dans le remblai existant et on cherche en général à les éviter en appliquant au sol de fondation une charge aussi faible que possible, mais assurant une résistance suffisante aux sollicitations de la circulation après la mise en service. Les structures pouvant répondre à ces exigences ont la forme de fondations continues, rigides mais suffisamment légères, en matériaux artificiels. Ces matériaux doivent posséder les qualités suivantes : un faible poids volumique ; une bonne résistance mécanique, chimique et au gel ; pas d'agressivité vis à vis du béton ou de l'acier ; une bonne mise en oeuvre ; pas d'effet polluant sur les nappes phréatiques.

L'idée de construire des remblais en matériaux légers est ancienne en construction routière. Lea et Brawner (1963) décrivent une technique de construction de remblais sur sols mous combinant l'utilisation de drains verticaux en sable, d'une surcharge et de sciure de bois. La tourbe, les cendres volantes, le béton cellulaire, l'argile expansée et le polystyrène ont été également utilisés dans différents pays. Aux Etats-Unis, on a utilisé des remblais allégés à l'aide de buses métalliques ou des remblais constitués de blocs de plastique. Mais la difficulté réside dans la recherche d'un matériau léger et économique. Le tableau 1.1 (extrait d'un rapport de l'OCDE, 1979) donne une liste des matériaux légers utilisés au cours des années 1960 et 1970, avec leurs principales caractéristiques.

1.3.1.1. Emploi du polystyrène expansé

L'utilisation du polystyrène expansé comme matériau d'allègement a pris un essor considérable au début des années 1970, à l'initiative du Laboratoire de Recherches routières de Norvège.

En France, les premiers remblais routiers en polystyrène ont été construits en 1983 à Mandelieu et à Palavas-les-Flots (Hérault) (remblais d'accès au pont des Quatre Canaux). Les remblais d'accès au pont des Quatre Canaux, qui avaient été construits en 1967 sur une couche de sols compressibles de près de 25 m d'épaisseur, continuaient de tasser en 1983 au rythme de 7 cm par an. Pour limiter les coûts des travaux d'entretien de la chaussée au voisinage du pont, il a été décidé d'alléger le remblai en remplaçant une partie du matériau en place par des blocs de polystyrène présentant une densité cent fois moindre que celle du remblai classique (Lassauce, 1985).

De nombreux autres remblais en polystyrène ont été construits depuis en France. On peut citer par exemple celui qui fut édifié en 1987 dans le cadre de la construction de l'échangeur dénommé "échangeur de Cannes-Ouest", situé à l'est de Mandelieu dans la vallée de la Siagne. Dans la zone de cet échangeur, il a été nécessaire de procéder à l'élargissement de l'autoroute A8 à 2 x 3 voies. Les remblais constituant l'élargissement sont pour partie en polystyrène expansé. Comme ces derniers devaient être placés sous les nouvelles voies extérieures de l'autoroute, où la circulation des poids lourds est très importante, leur construction a été précédée d'études détaillées, comportant l'édification d'un remblai d'essai en 1983 le long de l'autoroute A8.

Tableau 1.1 : Matériaux de remblai à faible densité (OCDE, 1979).

Matériau	Poids volumique approximatif (N/m ³)	Commentaires	Références
Ecorces (pin et sapin)	8 - 10	Déchet relativement peu utilisé car il est difficile à compacter. Le risque de pollution des eaux souterraines par les eaux suintant de l'écorce peut être réduit ou éliminé en utilisant un matériau gardé initialement dans l'eau, puis séché à l'air pendant quelques mois. Le rapport du volume compacté au volume initial est de l'ordre de 50 %. Le tassement à long terme de l'écorce peut atteindre 10 % de l'épaisseur après compactage.	Knutson (1973)
Sciure (pin et sapin)	8 - 10	Déchet normalement utilisé en-dessous de la nappe phréatique, mais qui a déjà été employé dans les remblais dont les talus ont été scellés à l'asphalte ou avec des feuilles de plastique.	Gandahl (1971) Lea, Brawner (1963) Flaate et Rygg (1964) Nelson, Allen (1974)
Tourbe : séchée à l'air, broyée balles pour l'horticulture balles comprimées	3 - 5 3 - 5 2 8 - 10	Expérience particulièrement profitable en Irlande pour réparer les routes en service, en remplaçant le gravier par de la tourbe en balles.	
Cendres volantes, laitiers, cendres, etc.	10 - 14	Les déchets tels que les cendres volantes sont généralement placés au moins à 0,3 m au-dessus du niveau maximal des crues. Ces matériaux peuvent parfois faire prise, ce qui provoque un accroissement significatif du coefficient de sécurité au cours du temps. Dans certains cas (celui des laitiers des hauts fourneaux, par exemple), les matériaux absorbent de l'eau au cours du temps, ce qui augmente leur densité.	Margason, cross (1966) Sherwood, Ryley (1966)
Déchets de béton cellulaire	10	Le volume de ce matériau décroît considérablement lors du compactage. Si le compactage est trop intense, il se transforme en poudre.	Nova (1977)
Béton cellulaire à faible densité	6	C'est un nouveau matériau expérimental léger, fabriqué à partir de ciment Portland, d'eau et d'un agent moussant dénommé "Elastizell". Le matériau est coulé sur place.	Nova (1977)
Schistes ou argile expansés (granulats légers)	5 - 10	Les propriétés physiques de ce matériau (densité, résistance, compressibilité) sont généralement excellentes pour une utilisation comme matériau léger, bien qu'elles varient un peu avec les procédés de fabrication. Le matériau est assez onéreux, mais il peut s'avérer économique comparé aux autres techniques de construction des routes de catégorie élevée. L'épaisseur minimale de la chaussée au-dessus de l'argile est généralement de l'ordre de 0,6 m.	
Polystyrène expansé	1	Matériau extrêmement léger utilisé jusqu'à maintenant uniquement aux Etats-Unis et en Norvège, où son utilisation s'étend de plus en plus. En Norvège, le matériau est utilisé sous forme de blocs. L'épaisseur de la chaussée varie entre 0,5 et 1 m selon la circulation et le chargement des véhicules. On place sous la chaussée une dalle de béton armé, coulée directement sur le polystyrène pour réduire sa déformation et le protéger contre les produits pétroliers, etc. Ce matériau est très onéreux, mais sa très faible densité peut le rendre économique dans certains cas.	Refsdal (1977)
Extrait de : "Construction de routes sur sols compressibles". Publication du programme de recherche routière de l'OCDE (1979)			

Ce remblai d'essai de 60 m de longueur, 6 à 7 m de largeur et 4 m de hauteur, est divisé en deux sections : une section allégée comportant 500 m³ de polystyrène et une section témoin de mêmes dimensions. Les différentes expérimentations réalisées sur les deux parties ont permis

de contrôler la fiabilité de la solution d'allégement. Les mesures de tassement ont notamment donné des résultats différents : le remblai classique a tassé en cinq mois de 15 à 20 cm, provoquant la fissuration de la chaussée existante, alors que le remblai allégé a subi un tassement de l'ordre de 5 cm, inférieur au tassement admissible qui était de 10 cm (figure 116). Cette étude a conclu que le remblai allégé n'avait pas eu d'effet sur le remblai existant (Magnan et al., 1990).

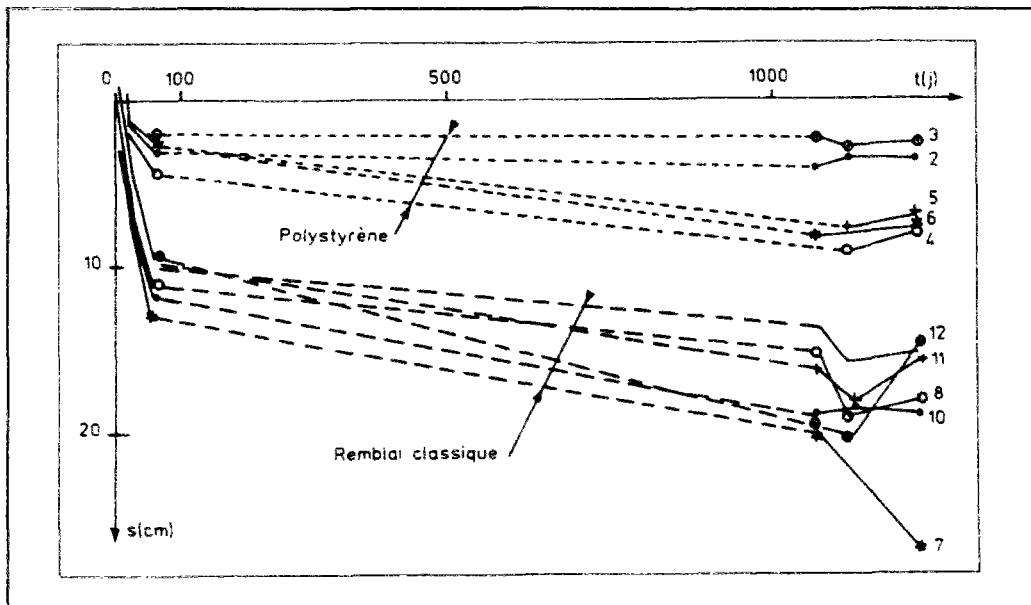


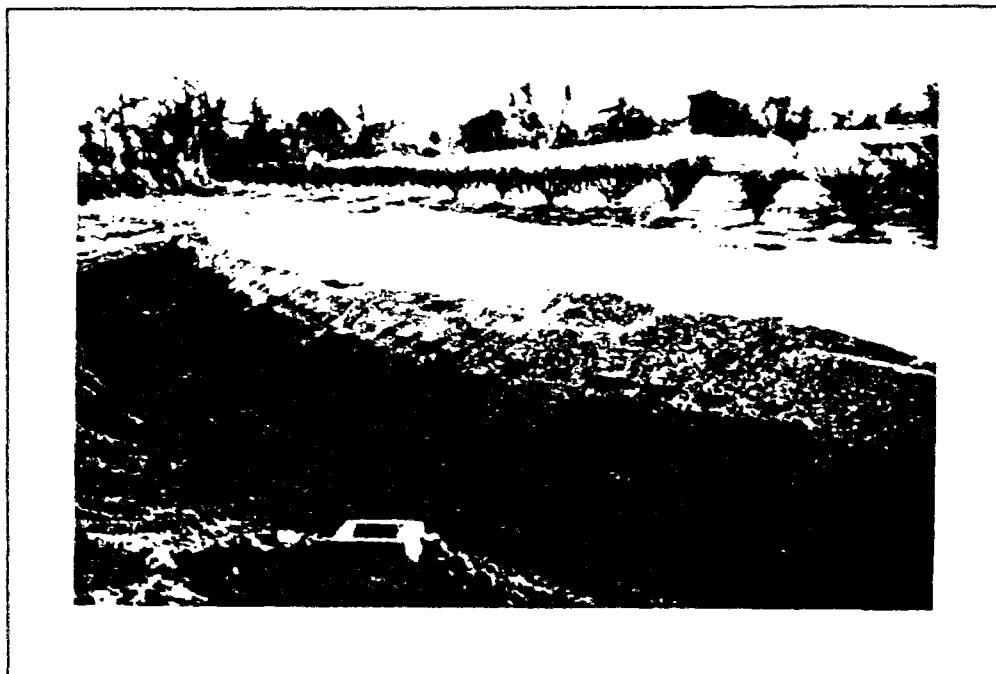
Figure 1.16. : Tassements mesurés sous le remblai d'essai construit le long de l'autoroute A8 (Magnan et al., 1990).

L'utilisation du polystyrène en remblai routier a été décrite notamment par Refsdal (1977) et Magnan et Soyez (1985).

La technique des remblais légers en polystyrène expansé est une technique intéressante pour l'élargissement des remblais dans les zones de sols compressibles. Néanmoins, son utilisation reste onéreuse étant donné le coût du polystyrène expansé.

1.3.1.2. Le procédé Pneusol

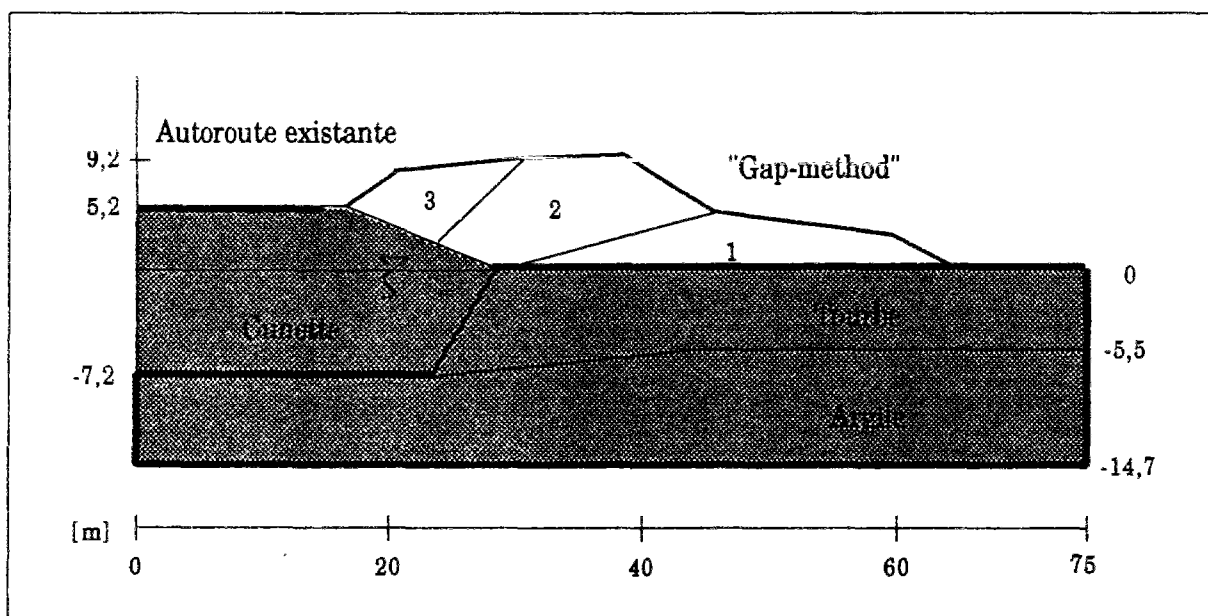
Le Pneusol, défini en 1976 par Nguyen Thanh Long au Laboratoire Central de Ponts et Chaussées, associe du sol et des éléments de pneumatiques usagés. On obtient ainsi un matériau de caractéristiques améliorées et des structures souples, capables de supporter des tassements différents importants. Le "Pneusol PL", formé de pneus poids lourds, est un matériau léger, de poids volumique compris entre 6 et 10 kN/m³, que l'on peut utiliser pour obtenir un remblai allégé. L'élargissement de l'autoroute A8 en 1987 a été l'occasion de mettre en oeuvre cette technique : sur un tronçon de l'autoroute, une couche de pneumatiques associés en nappes, pour reprendre les contraintes de traction et de cisaillement, a été placée à la base du remblai constituant l'élargissement (figure 1.17). Les pneumatiques ainsi utilisés servent d'armature au remblai, offrent une meilleure répartition des efforts et assurent la continuité entre les deux remblais. La mise en oeuvre du Pneusol paraît d'une manière générale assez simple et l'utilisation de ce matériau présente un intérêt économique certain.



**Figure 1.17. : Mise en place du Pneusol léger
(remblai de Cannes-Mandelieu, Alpes-Maritimes).**

1.3.1.3. Utilisation de la "méthode d'élargissement vers l'intérieur"

La construction de remblais sur sols compressibles se fait traditionnellement en couches horizontales. Lors de l'élargissement de l'autoroute A16 reliant Rotterdam à La Haye et Utrecht aux Pays-Bas en 1988, un talus expérimental a été réalisé suivant une méthode que l'on peut qualifier de "méthode d'élargissement vers l'intérieur" ("gap-method") (Couvreur et al., 1993). Cette méthode consiste à exécuter le remblai suivant un phasage en éventail. La figure 1.18 montre les étapes de construction de l'élargissement de l'autoroute A16.



**Figure 1.18. : Talus d'élargissement expérimental du Bricor et modélisation bicouche
du sol de fondation (Couvreur et al., 1993).**

Les calculs de ces auteurs montrent que cette méthode permet de réduire les déplacements horizontaux sous le talus existant par rapport à une construction classique (figure 1.19).

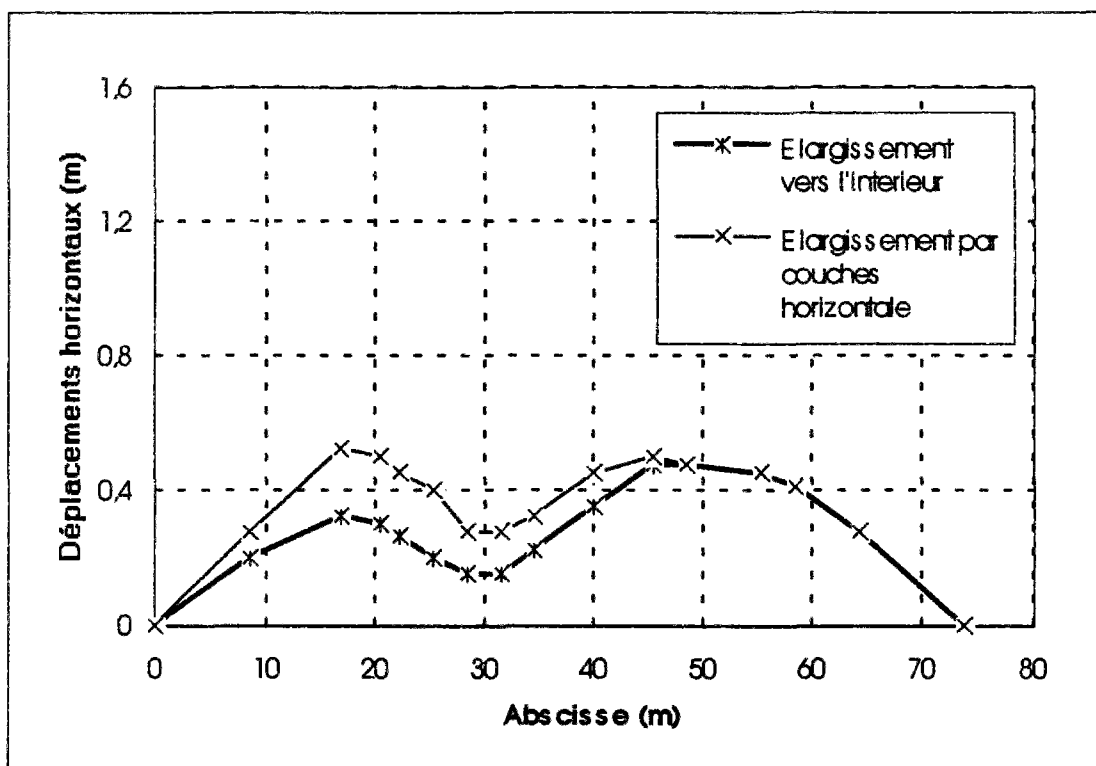


Figure 1.19. : Comparaison des déplacements horizontaux calculés avec le modèle Cam-Clay pour les deux méthodes d'exécution (Couvreur et al., 1993).

1.3.2. Méthodes de calcul

Il n'existe pas de méthode de calcul spécifique aux élargissements de remblais sur sols mous. Les projeteurs utilisent les méthodes de calcul classiques des remblais sur sols mous, en tenant compte de la forme de la zone chargée par le nouveau remblai. L'abaque d'Osterberg permet d'estimer les surcharges apportées par le remblai en fonction de la profondeur sous le point dont on veut estimer le tassement. On effectue ensuite un calcul unidimensionnel du tassement. Cette méthode de calcul a été appliquée dans le chapitre 3 de ce mémoire.

Les programmes de calcul en éléments finis permettent de faire des calculs bidimensionnels tenant compte de lois de comportement et de conditions aux limites variées, comme ceux que nous présenterons dans le chapitre 4 de ce mémoire, mais ces méthodes ne sont pas utilisées dans la pratique des projets.

1.4. CONCLUSION

Les remblais sur sols mous ont fait l'objet de nombreux développements depuis les années 1960 et des méthodes d'étude et de construction satisfaisantes sont utilisées dans la pratique. Par contre, l'élargissement de ces remblais n'a été que peu étudié (et rarement pratiqué) et il n'existe pas de méthode de dimensionnement éprouvée pour ce type de projet, qui reste à chaque fois une affaire de spécialistes. Les travaux présentés dans la suite de ce mémoire ont pour objectif de contribuer au progrès des méthodes d'étude de ces ouvrages.

CHAPITRE 2

METHODES D'ETUDE DE L'ELARGISSEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS MOUS (ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE)

2.1. Introduction

L'élargissement des remblais sur sols mous est un problème complexe auquel on n'a commencé à s'intéresser que récemment. Trois approches peuvent être envisagées pour l'étude de ce problème : expérimentation en vraie grandeur, modélisation en centrifugeuse et modélisation numérique.

Ce deuxième chapitre passe en revue les travaux antérieurs sur l'élargissement des remblais en site réel, les études en centrifugeuse et les calculs numériques qui ont été faits. Il se termine par la description de la structure du code de calcul CESAR-LCPC et de la nouvelle version du module CSNL, avec lequel les calculs par éléments finis ont été effectués.

2.2. Expérimentation en vraie grandeur

La réalisation d'expérimentations en vraie grandeur constitue la référence pour les autres voies de modélisation. Par contre, elle présente des inconvénients, tels que: son coût élevé, la durée souvent longue de l'expérimentation, et l'impossibilité d'effectuer des études paramétriques détaillées. Peu d'études en vraie grandeur d'élargissements de remblais sur sols mous ont été réalisées, à notre connaissance. Les deux études réalisées en France au cours des dernières années sont décrites ci-après.

2.2.1. Chantier expérimental de Mandelieu (1990)

La construction de l'échangeur de Cannes-Ouest dans la vallée de la Siagne, près de Mandelieu, posait de délicats problèmes d'élargissement du fait de la nature compressible des terrains en place. L'élargissement de l'autoroute A8 à 2 x 3 voies sur un kilomètre a été réalisé dans le cadre de la création de cet échangeur. La basse vallée de la Siagne étant une zone de sols compressibles, la société ESCOTA, gestionnaire de l'autoroute, a mis en oeuvre, avec l'appui de Scétauroute et des laboratoires des Ponts et Chaussées, plusieurs techniques innovantes pour la réalisation de l'échangeur dans le but d'éviter des perturbations dans l'ouvrage existant :

- remblai allégé en polystyrène expansé ;
- remblai allégé en Pneusol ;
- remblai en Terre Armée allégé avec de l'argile expansée ;
- ripage d'ouvrages sur coussin d'air.

La solution de remblais allégés en polystyrène expansé a été retenue pour les remblais de 3 à 6 mètres de hauteur, et l'on a adopté des remblais en Terre Armée, allégés avec l'argile expansée, quand le remblai existant présentait une hauteur supérieure à 6 mètres. Cette deuxième solution permettait de ne pas commencer la construction de l'élargissement au niveau du terrain naturel et de bénéficier ainsi de l'effet de répartition du remblai existant. La technique des remblais allégés en Pneusol a été retenue à titre expérimental sur une bretelle, afin d'assurer une transition entre les remblais allégés avec le polystyrène et les remblais classiques. Cette technique a été décrite dans le chapitre I. La réalisation de cet échangeur a nécessité la construction de deux ponts-cadres dans les remblais existants. Ces ouvrages ont été réalisés en dehors des plates-formes et mis en place par ripage sur coussins d'air, ce qui permit une amélioration des conditions d'exploitation et de circulation pendant le chantier (François et al., 1989)

Afin de vérifier différents aspects du comportement des remblais d'élargissement en polystyrène expansé, un remblai d'essai comportant deux sections, un remblai classique et un remblai allégé, a été construit en 1983 pour préciser le dimensionnement et les conditions d'exécution des travaux. Chacune des deux sections présente une longueur de 30 m, pour 6 à 7 m de largeur et 4 m de hauteur, comme cela a été décrit dans le chapitre I. La figure 2.1 montre l'instrumentation mise en place sous le remblai expérimental. Les repères sur les bandes blanches de la chaussée permettent de contrôler l'effet des remblais adjacents sur le remblai existant.

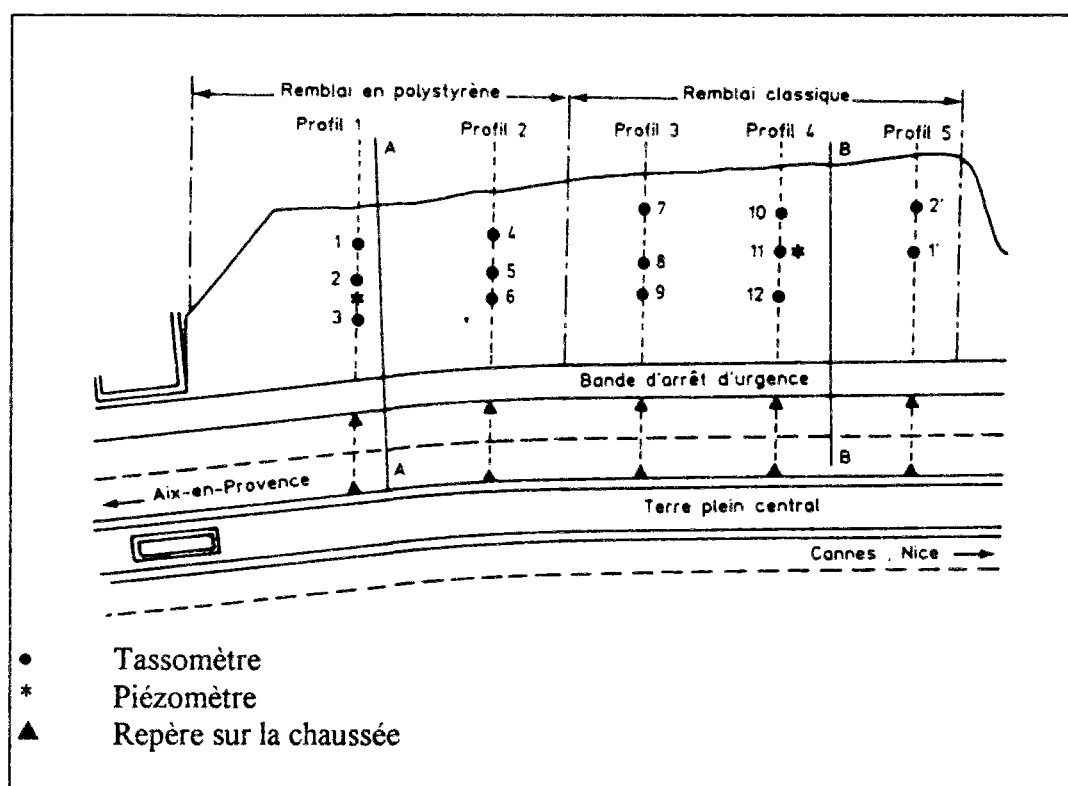


Figure 2.1 : Position des instruments de mesure sous le remblai expérimental (Magnan et al., 1990)

La figure 2.2 montre les coupes AA et BB, représentant respectivement le profil en travers de la section comportant le polystyrène expansé et celui de la section courante.

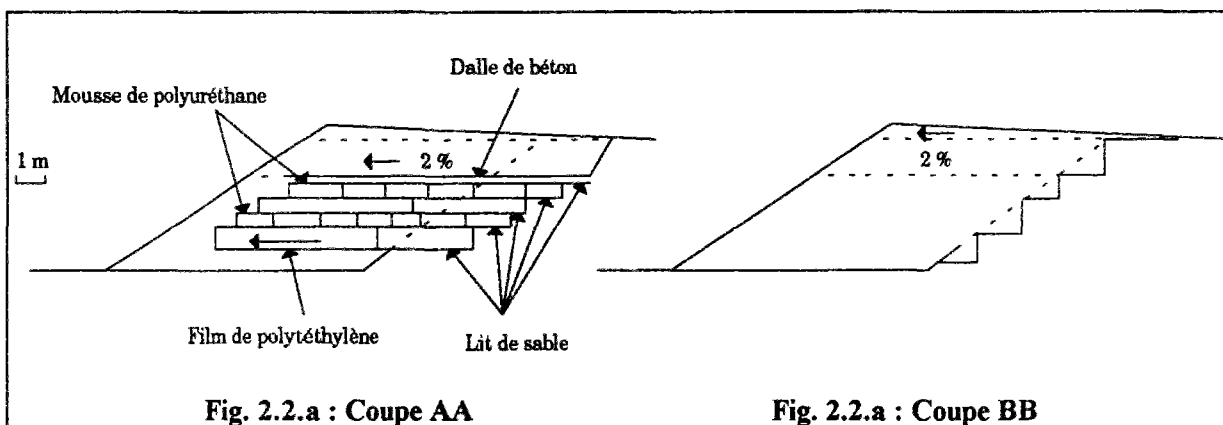


Figure 2.2 : Coupes dans le remblai d'essai de Mandelieu (Magnan et al., 1990).

Les tassements mesurés dans les deux sections présentent un écart de 12 cm au bout de cinq mois. Pendant cette période, on observe une fissuration de la chaussée au bord du nouveau remblai non allégé, tandis que l'élargissement en polystyrène expansé ne produit pas de désordres visibles.

La solution d'allégement des remblais au moyen du polystyrène expansé a été adoptée pour toutes les sections du tracé où les tassements prévisibles étaient supérieurs à 15 cm (Magnan et al., 1990).

2.2.2. Site de la plaine de l'Aude (1994)

A la limite des départements de l'Hérault et de l'Aude, l'autoroute A9 (Orange-Narbonne) franchit la plaine alluviale de l'Aude. Sur deux kilomètres, les remblais reposent sur des argiles vaseuses très compressibles, dépassant 20 m d'épaisseur.

Les Laboratoires des Ponts et Chaussées, à la demande d'ASF (Société des Autoroutes du Sud de la France), ont réalisé une étude de prévision du comportement de l'autoroute A9 pour sa mise à 2 x 4 voies dans la traversée des zones de sols compressibles des plaines de l'Aude et de Narbonne. Afin de confirmer et d'adapter la méthode d'étude proposée, ils ont procédé à l'élargissement d'un tronçon de l'autoroute à titre expérimental. Après examen des données géotechniques des deux sites, le site de la plaine de l'Aude a été retenu à cause de sa plus grande homogénéité. Par ailleurs, on disposait d'informations plus complètes et plus continues sur l'évolution des tassements depuis la construction des remblais (1968).

L'élargissement n'a pu être réalisé au PK 174.970 (profil C), qui avait fait l'objet d'un travail de recherche approfondi en termes d'essais et de mesures, pour des raisons de disponibilité des terrains et à cause de la présence d'un ouvrage hydraulique. Le remblai d'élargissement est donc situé au PK 175.140, c'est à dire à 170 mètres du précédent. L'homogénéité du site, confirmée par des essais en place, permet toutefois d'utiliser certains résultats du profil C pour étudier le comportement du remblai d'élargissement. La réalisation de cet élargissement s'est faite en 1991, 23 ans après la fin de la construction de l'Autoroute A9. Le profil en travers de la figure 2.3 donne la coupe géotechnique des terrains en place ainsi que la position des moyens de reconnaissance et de l'instrumentation mise en oeuvre.

La coupe géotechnique montre les couches suivantes :

- le remblai actuel, dont l'épaisseur est de l'ordre de 6,5 mètres ;
- une couche de limons argileux moyennement compressibles, dont l'épaisseur est comprise entre 3,5 et 5 mètres ;
- une couche de sable, parfois argileux, de 3 mètres d'épaisseur ;
- une couche d'argile molle, vase d'origine marine dont l'épaisseur varie de 15,5 à 16,5 mètres entre l'axe et l'extérieur du remblai, une partie de l'écart étant imputable aux tassements de la couche compressible ;
- le substratum incompressible et drainant, constitué par une couche graveleuse séparant les vases du socle rocheux.

Les tableaux 2.1 et 2.2 regroupent respectivement les limites d'Atterberg et les caractéristiques géotechniques moyennes des différentes couches de sol du site de la plaine de l'Aude.

Tableau 2.1 : Limites d'Atterberg du sol de fondation.

	w (%)	w _L	w _P	I _P
Limons argileux	26	25	18	7
Argile vaseuse	50	63	29	34

Tableau 2.2 : Caractéristiques géotechniques moyennes du site de la plaine de l'Aude (Mieussens, 1994).

z (m)	Nature des sols	e ₀ -	γ (kN/m ³)	σ _p ' (kPa)	C _s -	C _c -	C _α -	k _{vo} (x 10 ⁻⁹ m/s)	C _k -
0 à 4,5	limon argileux	0,75	19	100	0,01	0,13	0,0025	1	*
4,5 à 7,5	sable argileux	0,70	20	*	*	*	*	*	*
7,5 à 13	argile vasarde	1,11	15	110	0,05	0,50	0,0044	0,46	2,43
13 à 18	argile vasarde	1,23	18	150	0,06	0,58	0,0065	0,14	1,90
18 à 22	argile vasarde	1,24	19	186	0,06	0,63	0,0155	0,12	2,04
22 à 24	argile vasarde	1,32	19	210	0,08	0,83	0,0130	0,27	0,74

Dans le tableau 2.2, C_α représente le coefficient de fluage défini par la loi :

$$\Delta h/h = C_{\alpha} \lg(t_f/t_i)$$

et le coefficient C_k permet de caractériser la variation du coefficient de perméabilité en fonction de l'indice des vides, conformément à la loi :

$$\lg(k_v/k_{v0}) = C_k (e - e_0)$$

Pour caractériser les sols en place d'un point de vue mécanique, on a réalisé trois forages avec essais pressiométriques et trois sondages avec essais scissométriques dont les positions sont indiquées sur la figure 2.3. L'objectif de cette étude était de déterminer les essais les mieux adaptés pour caractériser l'évolution des caractéristiques mécaniques le long du profil en travers du remblai.

La comparaison des résultats des essais scissométriques dans l'axe, en crête et en pied de l'ancien remblai avec un profil scissométrique établi préalablement à la construction de l'ouvrage a permis de constater une évolution significative de la cohésion non drainée en pied de remblai. Cette évolution n'a pas pu être décelée au moyen d'essais pressiométriques. En effet, pour une variation de la cohésion non drainée de 25 % entre la crête et le pied de l'ancien remblai, les pressions limites mesurées sont du même ordre de grandeur. Mieussens (1994) en a conclu que le pressiomètre n'est pas un outil adapté pour caractériser l'évolution des caractéristiques mécaniques le long du profil en travers du remblai. Néanmoins, il est indispensable pour l'étude des fondations voisines.

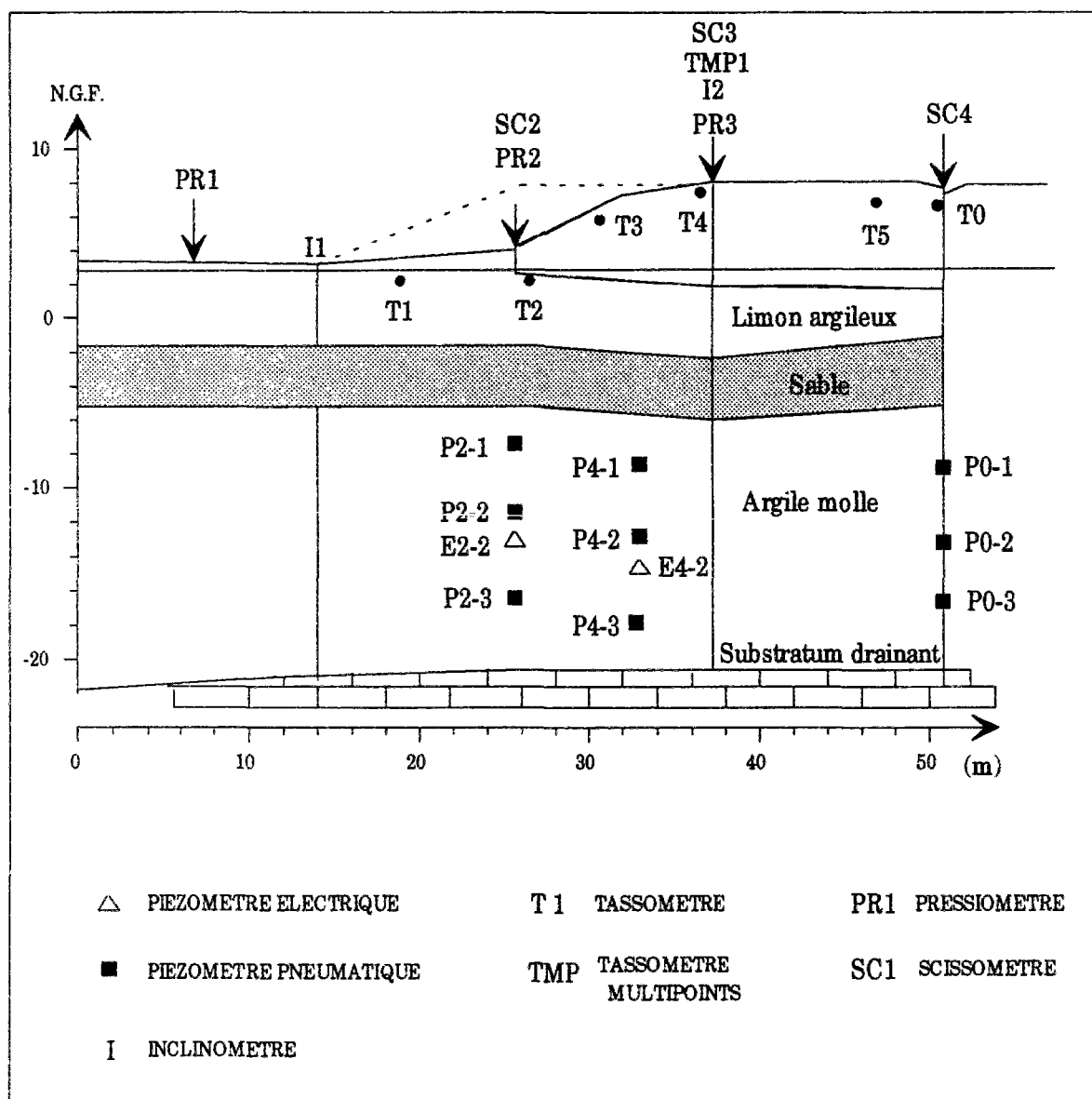


Figure 2.3 : Remblai d'essai d'élargissement (A9-PK 175, 140). Instrumentation et position des sondages (Mieussens, 1994).

L'instrumentation du site expérimental a permis, d'une part, de compléter les informations concernant l'ancien remblai et, d'autre part, de suivre l'évolution des pressions interstitielles et des déformations horizontales et verticales sous le remblai élargi sur une période de 3 ans (y compris la période de construction). Le tableau 2.3 synthétise l'ensemble de l'instrumentation mise en place. Les tableaux 2.4 et 2.5 donnent les positions des différents capteurs.

Tableau 2.3 : Instrumentation du site.

Paramètres		Identification des capteurs
Pression interstitielle		2 piézomètres électriques E _{2-2 bis} et E _{4-2 bis}
		9 piézomètres pneumatiques
		P ₀₋₁ , P ₀₋₂ , P ₀₋₃
		P ₂₋₁ , P ₂₋₂ , P ₂₋₃
		P ₄₋₁ , P ₄₋₂ , P ₄₋₃
Déplacements	vertical en surface	6 tassomètres To, T1, T2, T3, T4, T5
	vertical en profondeur	1 tassomètre multipoints TMP1
	horizontal	2 inclinomètres I1, I2

Tableau 2.4 : Position des piézomètres.

Piézomètres	Profondeur (m)	Position
P ₀₋₁	9,1	axe du remblai principal
P ₀₋₂	13,2	
P ₀₋₃	16,4	
P ₄₋₁	7,3	à droite de la crête du remblai principal
P ₄₋₂	11,3	
P ₄₋₃	15,3	
P ₂₋₁	7,9	pied du remblai principal
P ₂₋₂	12,4	
P ₂₋₃	17,7	
E _{2-2 bis}	11,35	pied du remblai principal
E ₄₋₂	12,4	à droite de la crête du remblai principal

Tableau 2.5 : Position des tassomètres et inclinomètres.

Tassomètres	
T0	axe du remblai principal
T1	mi-talus du remblai adjacent
T2	pied du remblai principal
T3	mi-talus du remblai principal
T4	en crête du remblai principal
T5	en bord de la voie rapide
Tassomètres multipoints	
TMP1	en crête du remblai principal
Inclinomètres	
I1	en pied du remblai adjacent
I2	en crête du remblai principal

Avant de s'intéresser aux résultats des mesures pendant la période de construction et de consolidation du remblai adjacent, on présente un rappel des mesures effectuées au profil C. Les figures 2.4 et 2.5 montrent respectivement les résultats des mesures de tassement dans l'axe du remblai principal et le tassement du profil en travers estimé en 1989. La figure 2.6 montre les isochrones de surpressions interstitielles à différentes dates dans l'axe du remblai principal depuis sa construction.

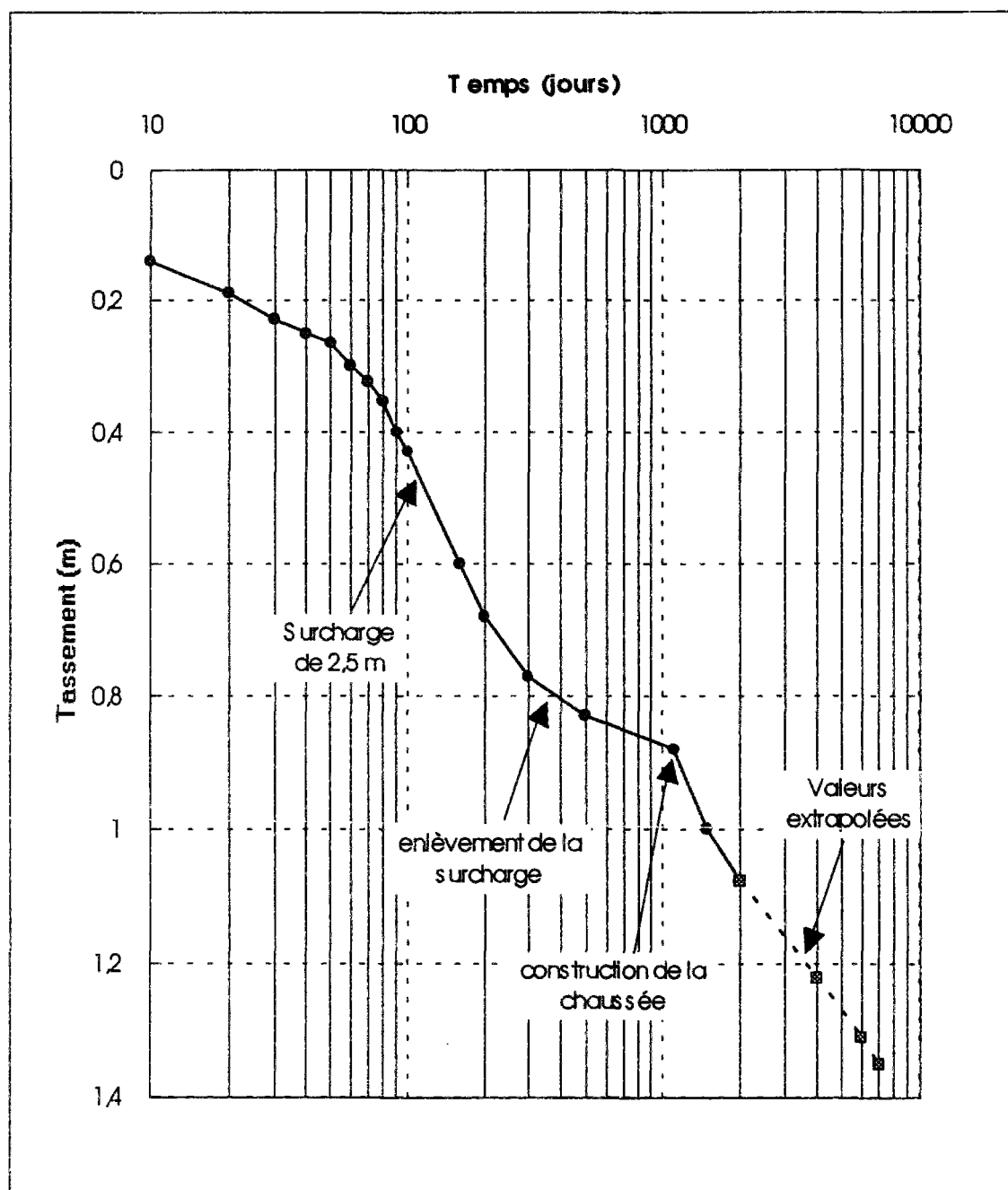


Figure 2.4 : Tassements mesurés dans l'axe du remblai principal du profil C.

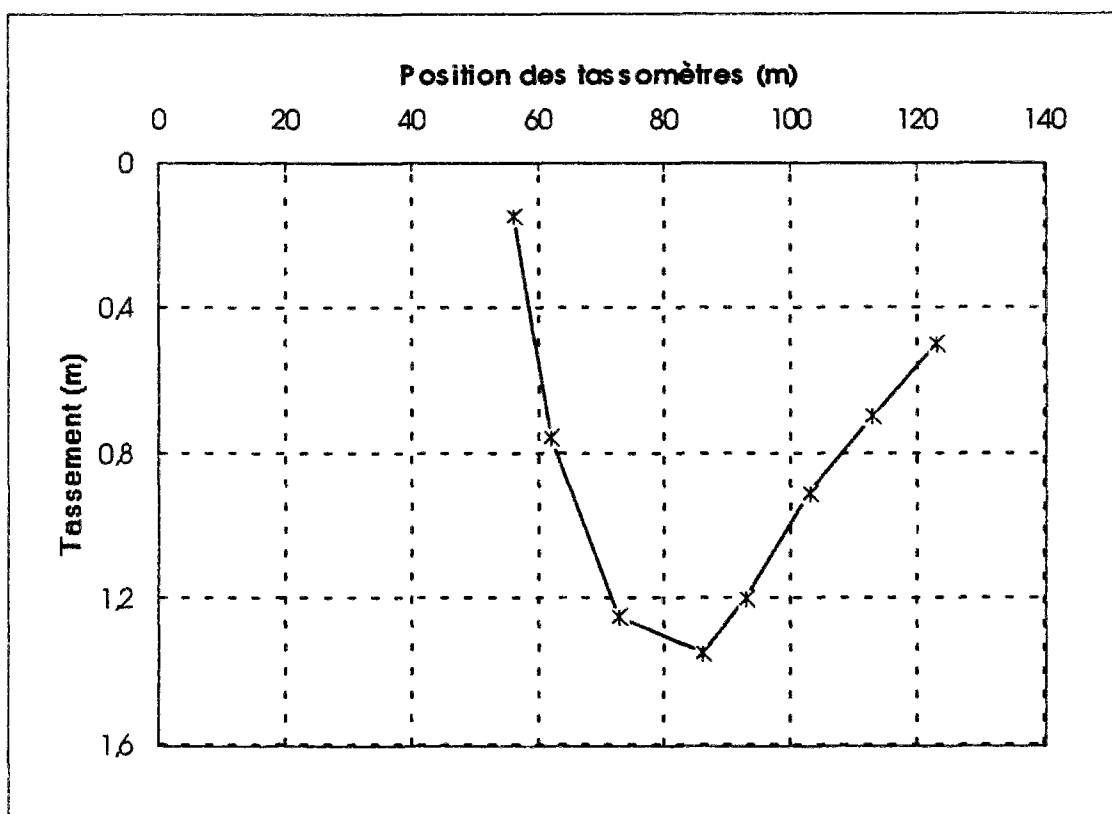


Figure 2.5 : Tassement mesuré en 1989 le long du profil C.

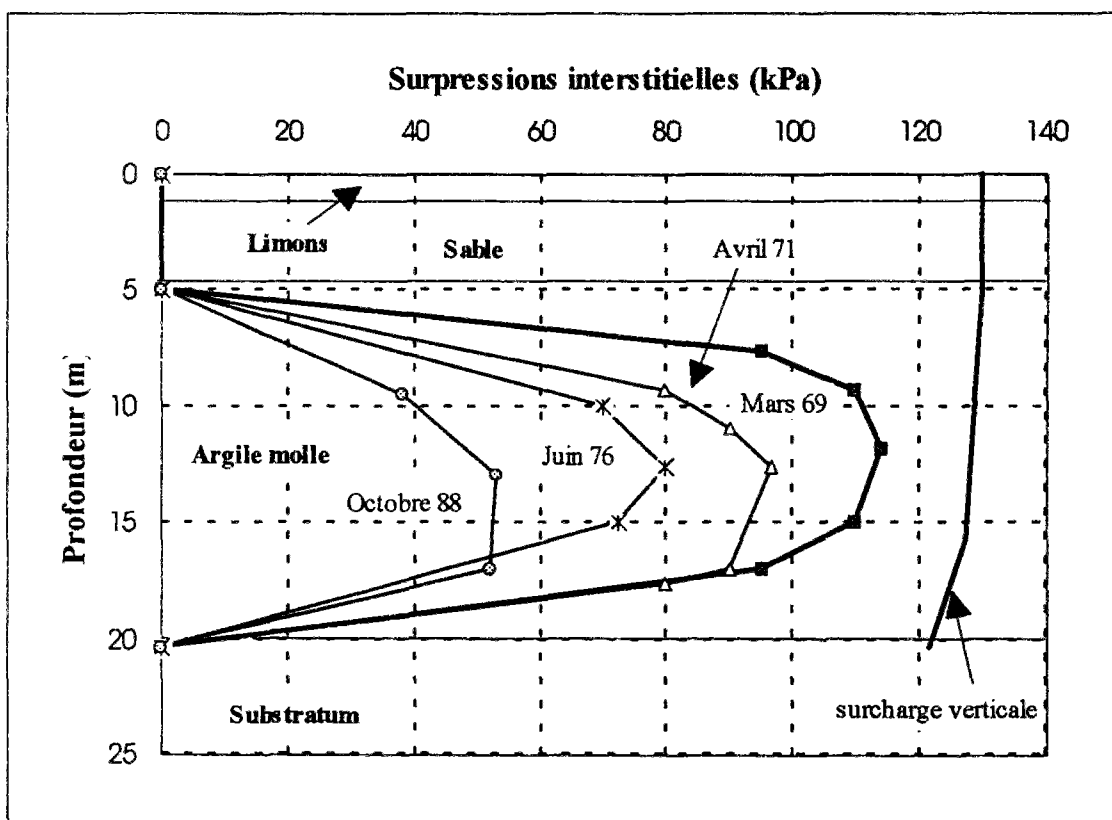


Figure 2.6 : Evolution des surpressions interstitielles dans l'axe du remblai principal au profil C.

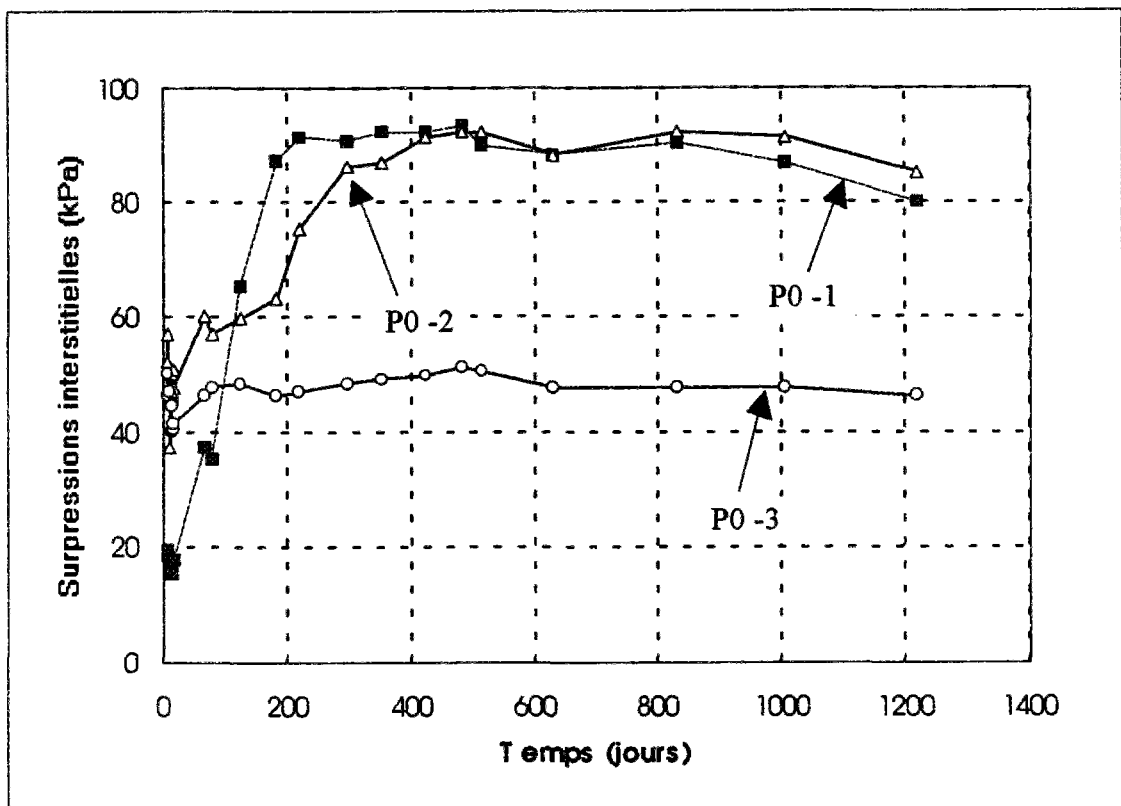


Figure 2.7 : Evolution des surpressions interstitielles pendant et après la construction du remblai adjacent (la construction a duré 20 jours).

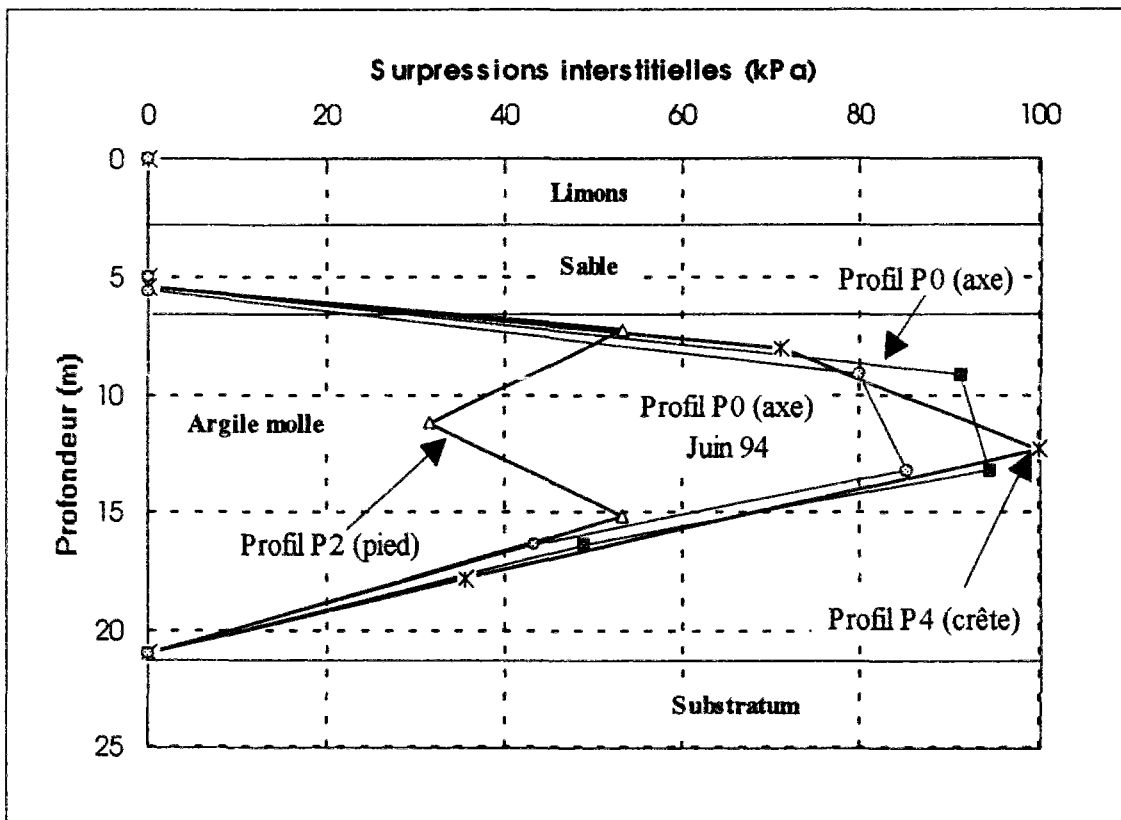


Figure 2.8 : Isochrones de surpressions interstitielles après la construction du remblai adjacent sous l'axe, la crête et le pied du remblai principal.

Les tassements sont mesurés en surface au moyen de tassomètres et en profondeur avec un tassomètre multipoint placé en crête de l'ancien remblai. Les tassomètres utilisés sont des tassomètres classiques à fonctionnement hydraulique. La figure 2.9 montre les résultats des mesures des tassomètres. Il a été constaté que les mesures enregistrées par le tassomètre T3, à lecture directe, sont plus précises et moins dispersées que les autres mesures.

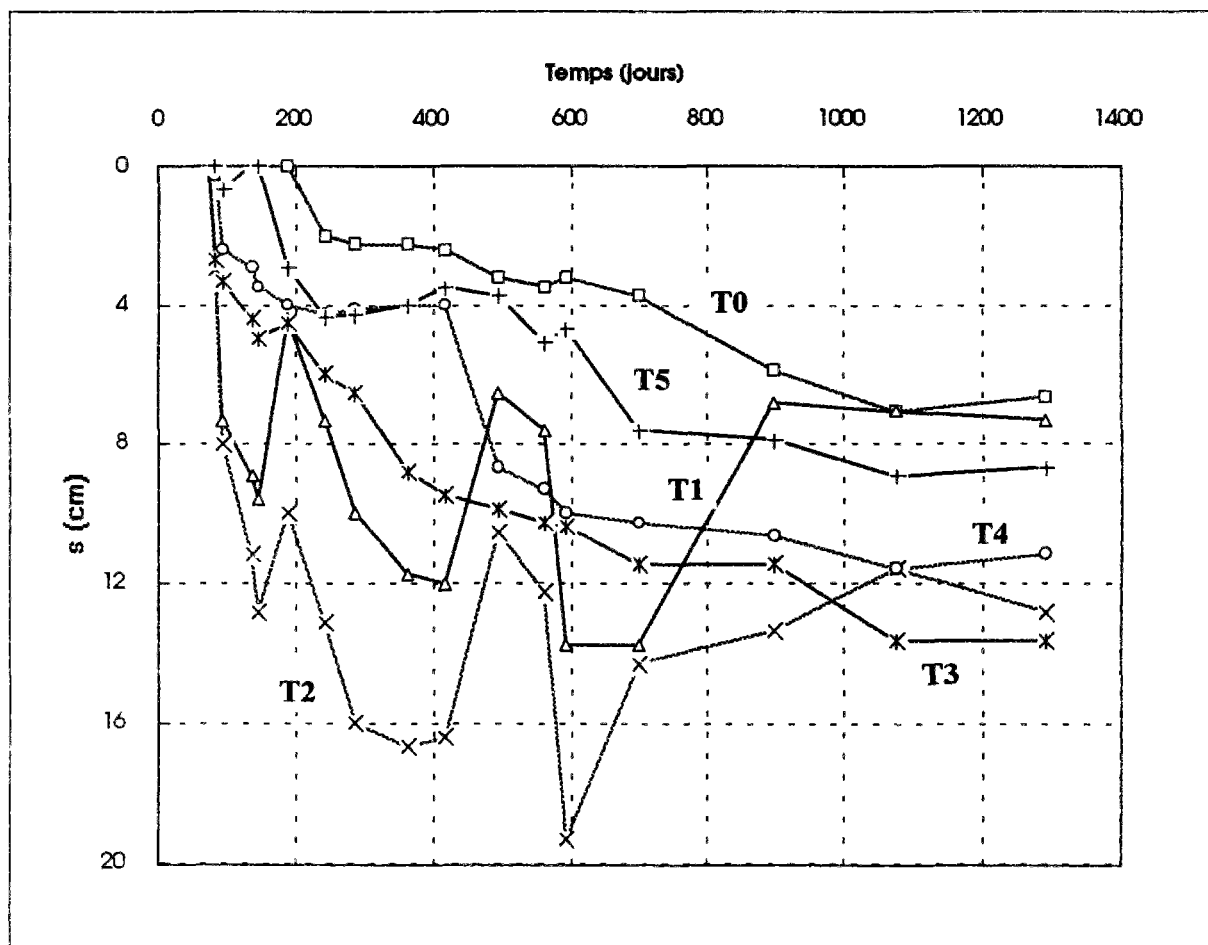


Figure 2.9 : Evolution des tassements en fonction du temps pendant et après la construction du remblai adjacent (la construction a durée 20 jours).

Les figures 2.10 et 2.11 montrent l'évolution au cours du temps du déplacement horizontal à différentes profondeurs sous le pied du remblai adjacent et sous la crête du remblai principal.

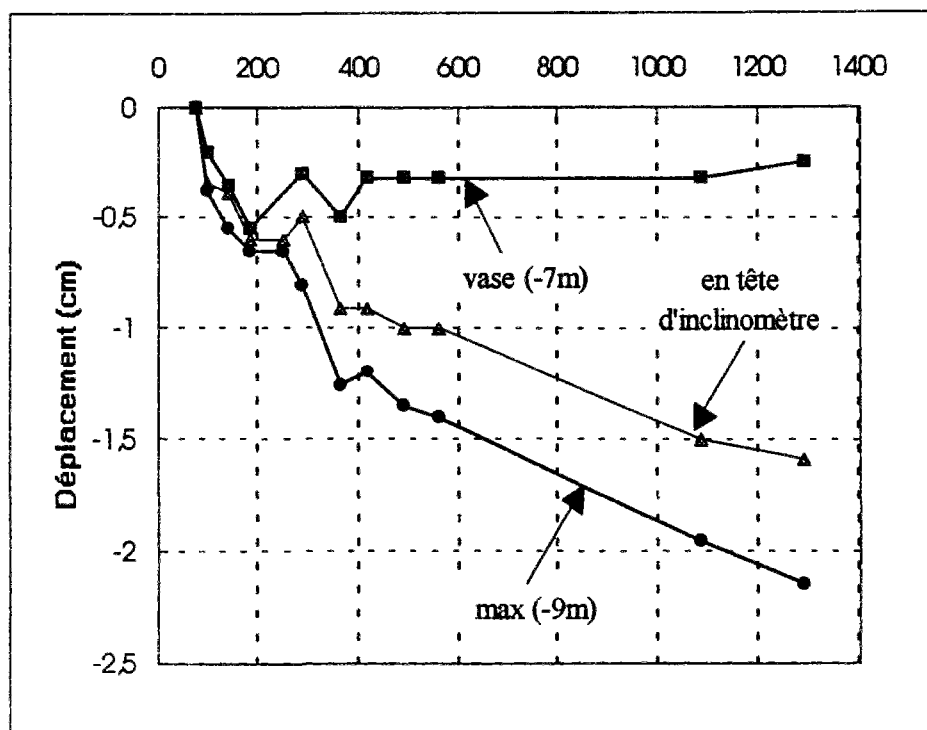


Figure 2.10 : Déplacement horizontal en fonction du temps pendant et après la construction du remblai adjacent (inclinomètre I1, pied de remblai adjacent). (la construction a duré 20 jours).

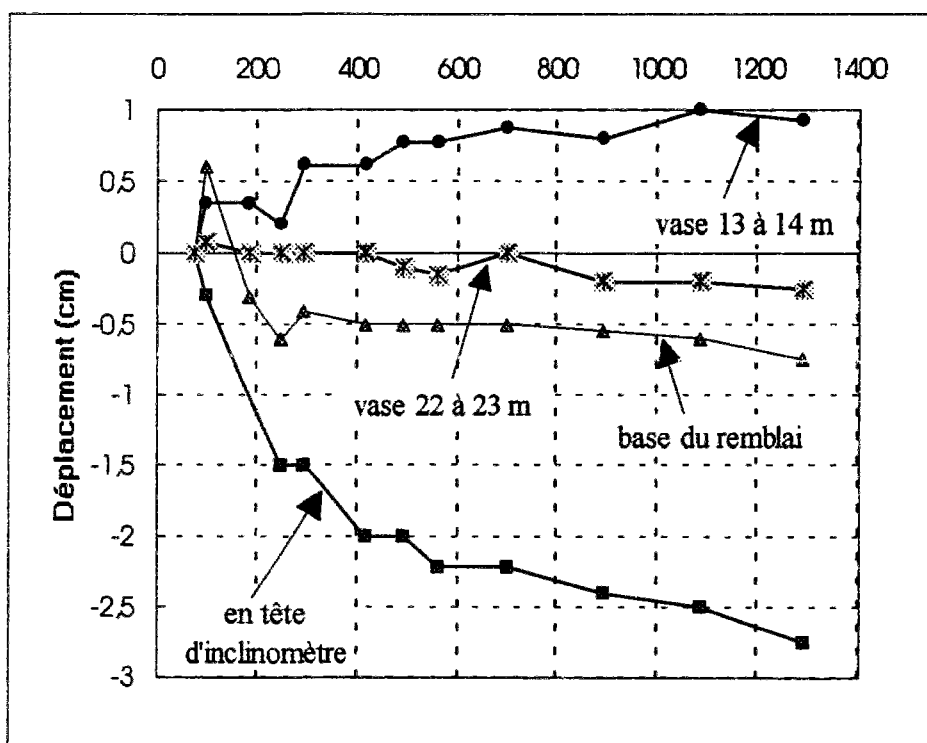


Figure 2.11: Déplacement horizontal en fonction du temps pendant et après la construction du remblai adjacent (inclinomètre I2, en crête du remblai principal). (la construction a duré 20 jours).

A partir des figures 2.10 et 2.11, les observations suivantes ont été faites :

- en pied du remblai adjacent, le déplacement de la tête du tube est stabilisé autour de 4 mm environ ;
- dans la couche d'argile, en pied de remblai, la déformation horizontale est continue et assez importante par rapport aux tassements ;
- en crête de talus les déformations horizontales sont assez complexes : la tête du tube a un mouvement important et continu vers l'extérieur du remblai ; par contre, la déformation de la couche compressible se fait vers l'intérieur ;
- les dernières mesures effectuées en profondeur montrent une amorce de mouvement vers l'extérieur du remblai.

Sous l'effet de la construction du nouveau remblai, l'analyse des tassements a permis d'observer que l'élargissement induit de façon quasiment instantanée une compression du remblai et des couches de limon et de sable argileux de 10 mm environ.

2.3. Modélisation par centrifugation

Apparue il y a une vingtaine d'années, la modélisation par centrifugation reste encore d'emploi limité. Les essais sur modèles réduits peuvent fournir un complément aux expérimentations en vraie grandeur citées ci-dessus.

2.3.1. Principe de similitude dans la modélisation par centrifugation

L'idée de soumettre un modèle réduit à l'accélération centrifuge pour augmenter les forces de pesanteur a été formulée par Phillips (1869). Mais il fallut attendre plus de cent ans avant que cette technique prenne place dans le domaine du génie civil en général et de la géotechnique en particulier. Une synthèse de l'histoire et du développement de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique a été présentée par Corté et Garnier (1986).

La complexité de la rhéologie des sols rend pratiquement impossible l'utilisation de matériaux de substitution dans le modèle réduit. Pour recréer les mêmes champs de contraintes et de déformations dans le modèle que dans l'ouvrage prototype, tout en conservant les mêmes matériaux, il faut que les différentes grandeurs physiques satisfassent certaines relations, dites conditions de similitude. Ces conditions se présentent sous la forme de relations auxquelles doivent satisfaire les échelles notées f^* , c'est à dire les facteurs définis comme le rapport de la grandeur physique du modèle (f) à la grandeur homologue du prototype (f').

$$f^* = \frac{f}{f'}$$

En l'absence d'influence de la température, les équations indéfinies d'équilibre de la mécanique s'écrivent en un point M du modèle :

$$\sum_j \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho \left(g_i - \frac{d^2 \xi_i}{dt^2} \right) = 0 \quad (2.1.)$$

avec

x_j	coordonnées du point M,
σ_{ij}	composantes du tenseur des contraintes au point M,
ξ_i	composantes du vecteur des déplacements au point M,
g_i	composantes du vecteur des forces de pesanteur au point M,
ρ	masse volumique,
t	temps du modèle.

Si l'on remplace, dans l'équation ci-dessus, les variables du modèle f par $f^* l^*$, on obtient :

$$\sigma^* l^{*-1} \sum_j \frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x'_j} + \rho^* \rho' \left(g^* g'_i - \xi^* t'^{-2} \frac{d^2 \xi'_i}{dt'^2} \right) = 0 \quad (2.1')$$

Les équation indéfinies décrivant le même phénomène sur le modèle et sur le prototype, on en déduit les deux conditions :

$$\sigma^* = \rho^* g^* l^* \quad (2.2.)$$

$$\xi^* = g^* t'^2 \quad (2.3.)$$

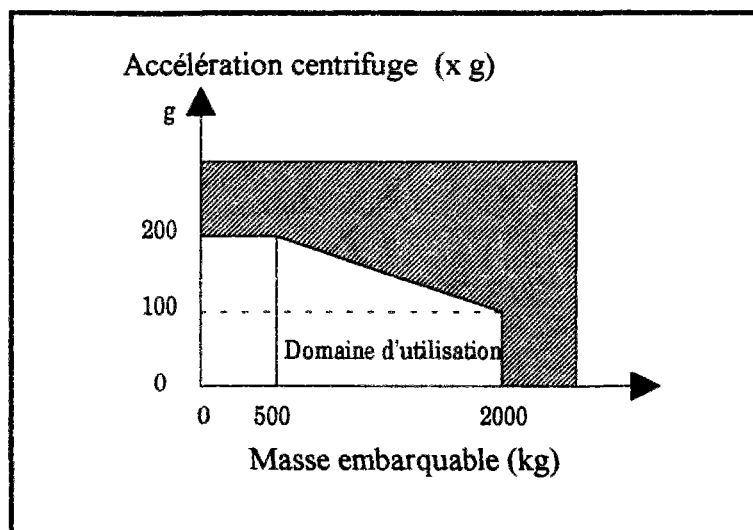
Pour réaliser la similitude rhéologique, on conserve le même matériau ($\rho^* = 1$) et le même chemin des contraintes ($\sigma^* = 1$) (Mandel 1962), et l'équation (2.1) devient

$$g^* l^* = 1 \quad (2.2')$$

En d'autres termes, un modèle réduit à l'échelle $1/N$ doit être soumis à une accélération N fois supérieure à l'accélération de la pesanteur pour être soumis aux mêmes contraintes et déformations que le prototype. Le tableau ci-dessous regroupe les facteurs d'échelle des principales quantités physiques pour les phénomènes de consolidation régis par les équations de Terzaghi ou de Biot (Corté et Garnier, 1986).

Grandeur physique.	Echelle.
Masse volumique	1
Dimension	$1/N$
Déplacement	$1/N$
Déformation	1
Contrainte	1
Force	$1/N^2$
Moment	$1/N^3$
Rigidité (E I)	$1/N^4$
Accélération	N
Temps	$1/N^2$

La centrifugeuse employée pour nos essais est celle du centre de Nantes du LCPC, dont le domaine d'utilisation est précisé sur la figure 2.12.



**Figure 2.12 : Domaine d'utilisation de la centrifugeuse du LCPC
(Corté et Garnier, 1986).**

Pour une description détaillée de la centrifugeuse, des méthodes de préparation des modèles et des moyens de mesure, on se reportera à la publication de Garnier et Cottineau (1988).

2.3.2. Travaux antérieurs

2.3.2.1. Technique de construction du modèle

Les problèmes inhérents à la construction des remblais sur sols compressibles ont conduit de nombreux auteurs à s'intéresser de plus près à leur comportement. La technique de modélisation en centrifugeuse a été utilisée par plusieurs d'entre eux depuis une vingtaine d'années.

A Cambridge, Endicott (1971) a reconstitué sur la centrifugeuse de Lutton une partie du remblai expérimental de King's Lynn. Ce remblai destiné à l'étude des tassements mesurait 4 m de hauteur et reposait sur un multicouche de 8 m d'épaisseur. Après une consolidation du sol de fondation sous 56 g, le remblai a été mis en place à l'arrêt. Les mesures en centrifugeuse et les mesures en vraie grandeur concordaient mal pour les tassements immédiats, et mieux pour le tassement à long terme. La mauvaise reproduction des tassements immédiats a été attribuée au gonflement du sol de fondation pendant la période de construction du remblai.

Pour une simulation plus réaliste de la construction du remblai et des chemins de contraintes dans le sol en place, Tornely (1972) a réalisé un appareil nommé "Trémie" permettant la pluviométrie du sable en cours de centrifugation. Un schéma de ce dispositif est montré sur la figure 2.13.

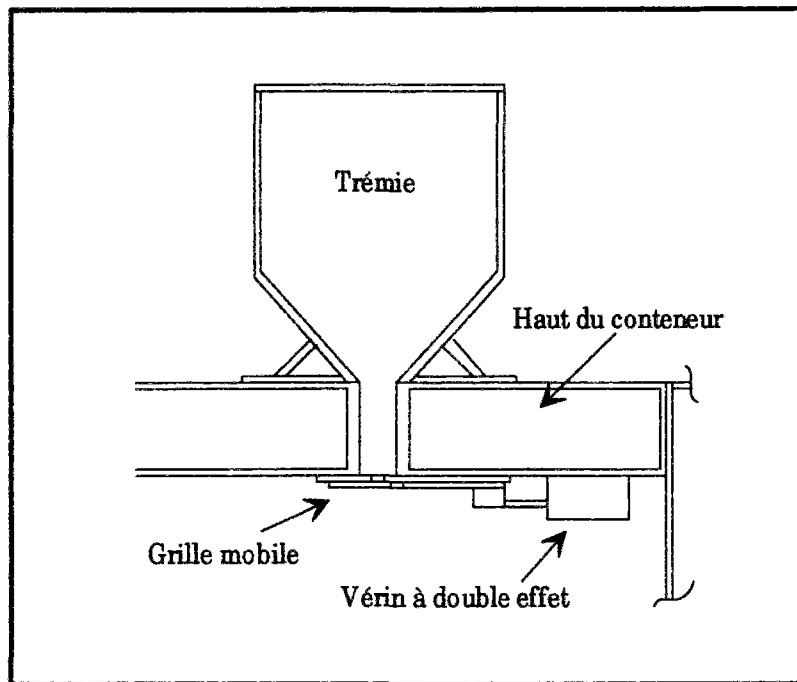


Figure 2.13 : Trémie (Tornely, 1972).

Beasley (1973) a réalisé des essais en utilisant les deux techniques de construction de remblai alors disponibles : la première consiste à mettre en place le modèle de remblai dans le champ gravitationnel terrestre, puis à simuler la construction de ce dernier en augmentant l'accélération centrifuge dans le rapport inverse de l'échelle du modèle, procédure qu'il a nommée "speed-up-method". Dans la seconde technique, le remblai est construit pendant la rotation de la centrifugeuse au moyen de la trémie décrite plus haut. La figure 2.14 montre la forme du remblai obtenu avec ce système.

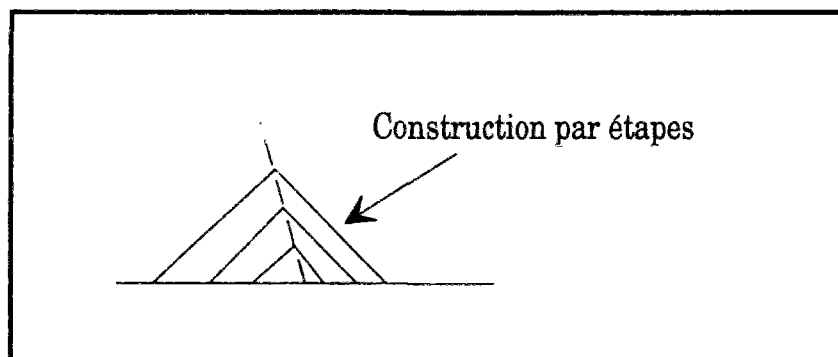


Figure 2.14 : Forme de remblai obtenue avec la trémie (Beasley, 1973).

Il s'est avéré que l'état des contraintes en fin de construction était identique dans les deux cas. Par contre, les états de contraintes étaient très différents pendant les étapes de construction intermédiaires et les déplacements étaient aussi très différents dans les modèles.

Un troisième modèle de remblai, construit selon la méthode dite "speed-up-method", a provoqué une rupture dans le sol à un niveau de contraintes final beaucoup plus faible que dans les deux autres cas.

Une deuxième trémie fut développée par Beasley (1973) pour permettre la construction de remblais en couches horizontales. La figure 2.15 montre le schéma de cette trémie.

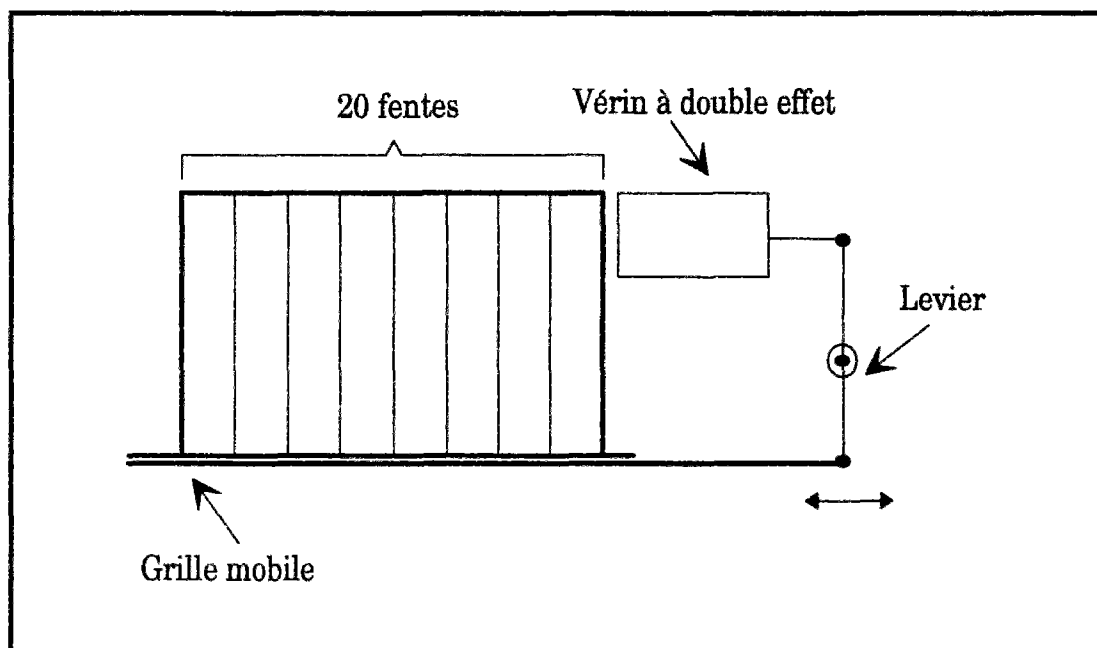


Figure 2.15 : Trémie de Beasley (1973).

En dépit des difficultés qu'elle peut induire et bien qu'ils n'aient pas pu disposer d'un système de chargement adéquat, Pincet et al. (1977) ont adopté la première technique lors de leur expérience sur le modèle du remblai de Cubzac-les-Ponts, reproduisant le schéma de rupture observé sur le site. Le mécanisme de rupture observé était en bon accord avec le prototype, mais des différences furent observées pour les déplacements et les pressions interstitielles. Ces différences ont été attribuées principalement au chemin de contraintes imposé au sol du modèle, qui diffère de l'ouvrage réel. L'expérience de Pincet et al. (1977) confirme la nécessité d'une construction du remblai en cours de centrifugation.

En Australie, Randolph et al. (1991) ont développé une trémie comportant à la base un déflecteur permettant la correction de la déviation des grains de sable, qui est fonction de la hauteur du remblai et du niveau d'accélération.

2.3.2.2. Modèles de remblai sur sol renforcé

Le renforcement des sols de fondation et l'emploi de remblais légers ou renforcés constituent des solutions intéressantes pour le franchissement des sols de faible portance.

A Cambridge, Almeida et al. (1985) ont réalisé une série d'essais en centrifugeuse pour étudier le comportement de remblais sur des fondations d'argile molle. Dans l'un des essais, le

massif de fondation d'argile était renforcée par des colonnes tandis que, dans l'autre, l'argile est restée sans traitement. Pour des chargements analogues, le renforcement du sol de fondation a permis d'atteindre des hauteurs de remblai plus importantes sans créer de rupture au sein du massif. Les déplacements horizontaux et verticaux ont été réduits de moitié par les colonnes dans le cas considéré.

Au Japon, Miyake et al. (1991) ont décrit les déformations et les modes de rupture au sein d'un massif d'argile renforcé, suivant la position d'un groupe de colonnes de sol traité au ciment : sous la crête du remblai ou de part et d'autre de la crête. Ils ont conclu que la seconde position du groupe de colonnes restreint les déplacements horizontaux.

Les essais de Shinsha et al. (1991) ont montré que le renforcement du massif d'argile par des pieux de sables compactés ne modifiait pas la forme "circulaire" du mécanisme de rupture.

A l'Université de Manchester, Bujang et al. (1991) ont effectué une étude paramétrique en centrifugeuse de remblais sur pieux préfabriqués en béton précontraint. Ces remblais représentent une section d'un site expérimental réalisé dans le cadre de la construction de l'autoroute reliant le nord au sud de la Malaisie pour tester différentes techniques de renforcement des sols mous.

2.3.2.3. Elargissement de remblais

Parallèlement à nos travaux, Nellisen (1993) a entrepris une étude du comportement de routes existantes quand elles sont élargies pour augmenter leur capacité. A cet effet, une trémie embarquée de grande capacité a été conçue et réalisée à Delft Geotechnics.

Cette trémie de dimensions (1 x 1 x 0.25 m), qui fonctionne jusqu'à 150 g, permet de modéliser des prototypes de dimensions (150 x 150 x 22,5 m). Elle est constituée de 1200 tubes de 28 mm de diamètre. Le fond de chaque tube est percé d'un orifice de 2 mm de diamètre par lequel s'écoule le sable. Les rangées de tubes sont reliées à un vérin par groupe de deux. Ces vérins, actionnés indépendamment les uns des autres, permettent l'ouverture et la fermeture de ces tubes. La trémie est reliée à un ordinateur, qui contrôle son fonctionnement et gère la programmation de la construction par étapes du remblai.

Deux essais d'élargissement ont été récemment réalisés à Delft Geotechnics avec un suivi des pressions interstitielles, des déformations horizontales et verticales obtenues par traitement numériques d'images. La figure 2.16 présente une coupe transversale du modèle dans le conteneur à la fin de l'essai, montrant ainsi le type d'élargissement réalisé par l'auteur. Les résultats de ces essais n'ont pas été exposés dans cette publication.

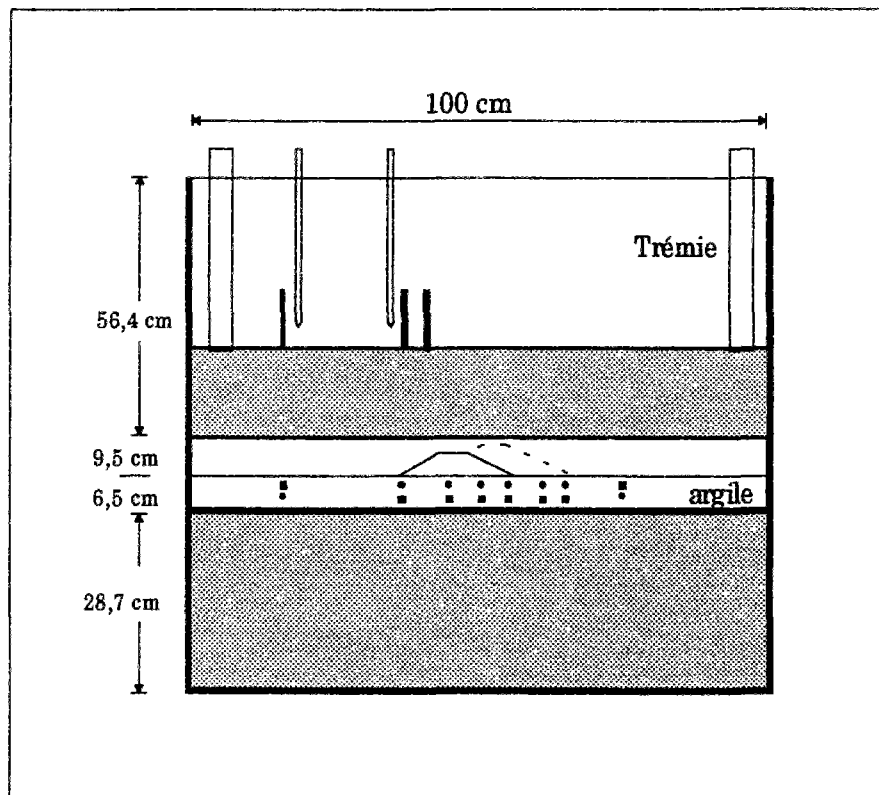


Figure 2.16 : Coupe transversale du modèle de Nellisen (1993).

2.4. Modélisation numérique

Les ingénieurs confrontés à des problèmes de plus en plus complexes ont cherché à utiliser des modèles rhéologiques mieux adaptés aux sols pour simuler le comportement des ouvrages géotechniques, en particulier pour le comportement des argiles molles naturelles. Ces modèles, introduits dans des codes de calcul par éléments finis, permettent la résolution des problèmes liés à la consolidation des sols fins.

2.4.1. Travaux antérieurs

Peu d'études ont été consacrées à la prévision de l'effet de la construction d'un nouveau remblai ou ouvrage à côté d'un remblai ou d'un autre ouvrage préexistant dans une zone de sols compressibles.

Lepidas et Magnan (1990) ont entrepris une étude exploratoire par éléments finis du comportement de remblais adjacents, pour mettre en évidence l'influence de la construction d'un remblai à côté d'un remblai préexistant. Ils se sont intéressés à l'étude du comportement du sol de fondation de l'ancien remblai, suite à la construction du nouveau. L'étude a porté sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts, dont les caractéristiques géotechniques sont connues d'après des études antérieures (Magnan et al., 1983). Le remblai B de Cubzac, représentant l'ancien remblai, est doublé par un remblai identique (Figure 2.17).

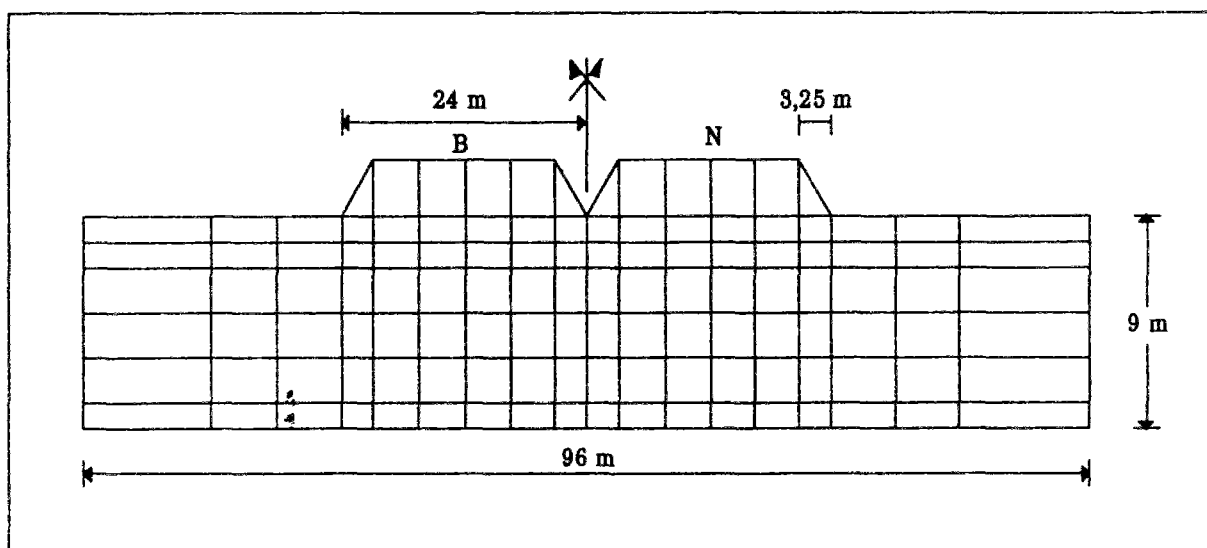


Figure 2.17 : Situation des remblais (Lepidas et Magnan, 1990).

Le calcul a été effectué au moyen du programme Rosalie-Groupe 9. Le modèle Mélanie et le modèle de Mohr-Coulomb sont utilisés pour décrire respectivement le comportement du sol et celui du remblai. Dans ce calcul, le remblai B a été construit le premier (au temps $t = 0$ jours) et le remblai N a été édifié à $t = 6040$ jours. Les auteurs ont constaté que la construction du nouveau remblai avait un effet sur les tassements qui s'étend assez loin sous l'ancien remblai : à cause du nouveau remblai, l'axe du premier tasse en surface et pendant 6040 j de 15 cm environ, soit plus de 10 % du tassement dû à sa propre construction et consolidation. La figure 2.18 montre que la distance d'effet de la construction du nouveau remblai est au moins égale à l'épaisseur de la couche compressible.

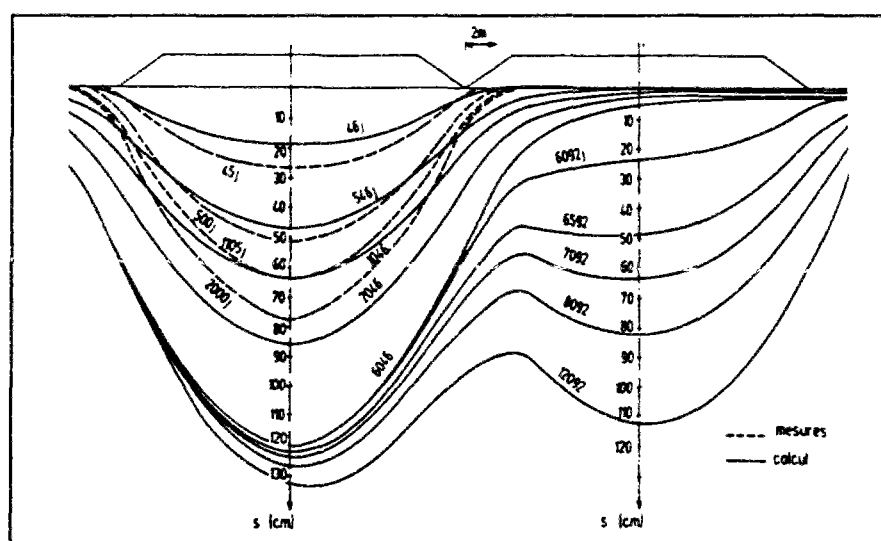


Figure 2.18 : Tassements de la surface du sol de fondation (Lepidas et Magnan, 1990).

En 1993, Courvreur et al. ont réalisé une analyse numérique de l'élargissement de remblais autoroutiers en utilisant deux méthodes de construction. La première méthode est la construction traditionnelle en couches horizontales et la seconde est une nouvelle méthode nommée "gap-method". Cette étude a été effectuée sur le site expérimental de l'autoroute A16 aux Pays-Bas décrit dans le chapitre I. Le but de cette analyse est de montrer les avantages de

la nouvelle méthode d'exécution par rapport à la méthode classique des couches horizontales. Ces auteurs ont réalisé les calculs au moyen du code de calcul par éléments finis PLAXIS, développé depuis 1987 à l'université Technique de Delft, en collaboration avec l'Institut de Mécanique de l'Université de Grenoble (Vermeer et al., 1991). Le modèle de Mohr-Coulomb élastoplastique et le modèle "Cam-Clay avancé" décrivent respectivement le comportement du remblai et du sol. Le modèle "Cam-Clay avancé" combine le modèle de Mohr-Coulomb et le modèle Cam-Clay.

En raison des tassements importants obtenus lors d'un premier calcul, les auteurs ont utilisé l'analyse par Lagrangien réactualisé : la géométrie du maillage est modifiée durant les calculs (Van Langen, 1991). Cette analyse a conduit à des tassements plus proches des mesures soit un écart maximal de 15 %. Dans ces calculs, le modèle de Mohr-Coulomb a été utilisé pour décrire le comportement du remblai et du sol de fondation (Figure 2.19).

A partir de la comparaison des déplacements horizontaux en partie haute de la couche de tourbe obtenus par les deux méthodes d'exécution, les auteurs ont conclu que la "gap-method" réduit les déplacements horizontaux au niveau du remblai existant, comme le montre la figure 1.21 du chapitre 1.

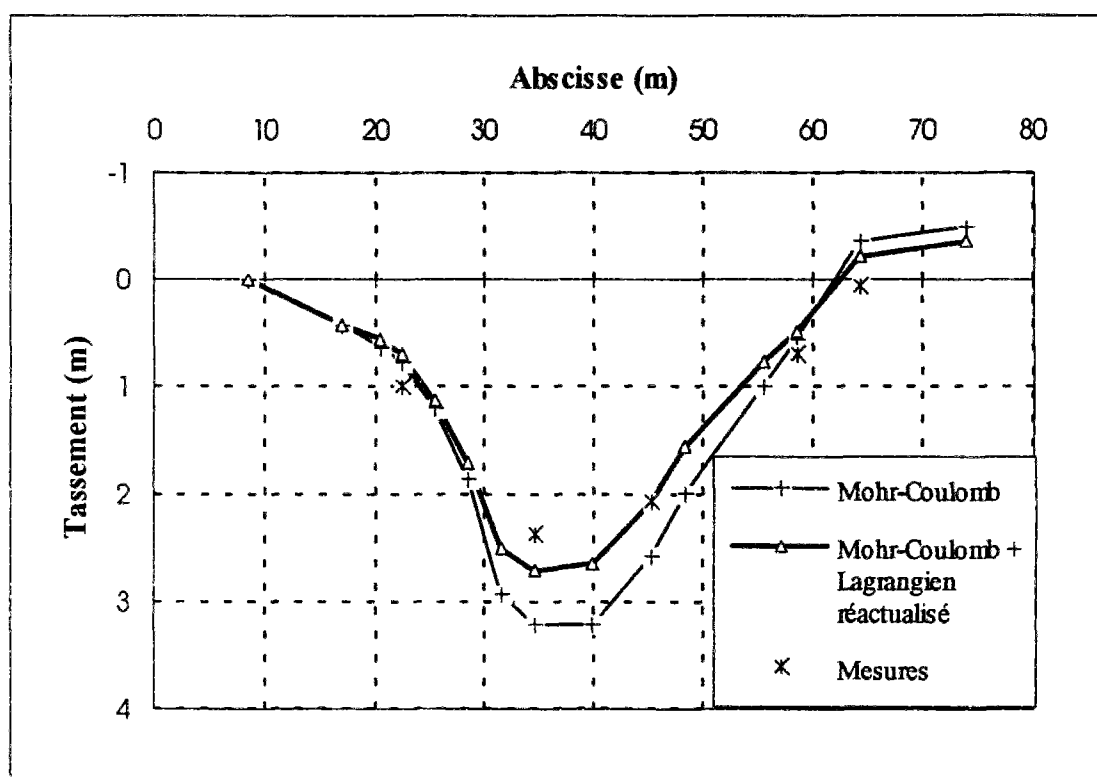


Figure 2.19 : Tassements calculés et mesurés en surface (Couvreur et al., 1993).

2.4.2. Code de calcul CESAR-LCPC

Le code de calcul CESAR-LCPC, dont le développement a débuté en 1981, est le successeur du système ROSALIE développé au LCPC de 1968 à 1983. C'est un programme général de calcul par la méthode des éléments finis, adapté à la résolution des problèmes de

génie civil et génie industriel. Pour une description détaillée de ce code, on se reportera à la publication de Humbert (1989). On ne présentera par conséquent qu'un résumé de la structure du progiciel pour situer l'environnement dans lequel on a adapté le module CSNL et effectué les calculs du chapitre 4.

La résolution d'un problème donné par le programme CESAR est précédée et suivie par l'utilisation de programmes dont les fonctions sont la définition du maillage de l'ouvrage, la préparation et la vérification des données nécessaires aux calculs ainsi que l'exploitation graphique des résultats. Ces programmes communiquent entre eux par l'intermédiaire d'une base de données (Figure 2.20). La réalisation d'un calcul comporte les étapes suivantes :

- génération des données par le pré-processeur **MAX** ;
- exécution du calcul par le programme **CESAR** ;
- exploitation des résultats par le post-processeur **PEGGY**.

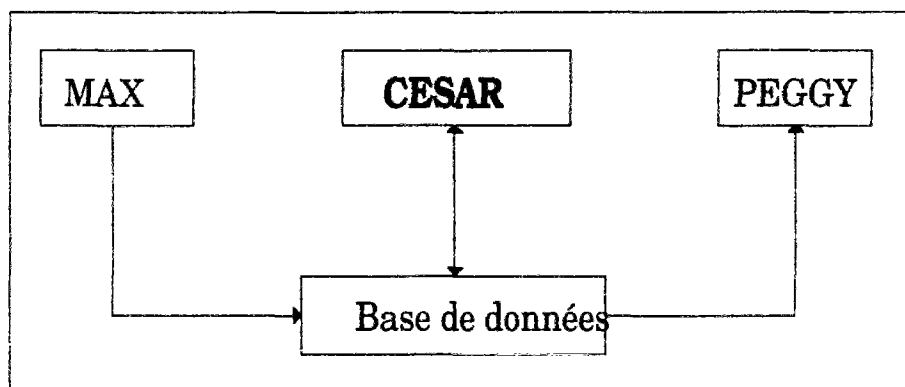


Figure 2.20 : Structure de CESAR-LCPC.

a - Préprocesseur MAX

Le préprocesseur MAX est un outil interactif graphique qui permet la discrétisation de l'ouvrage en éléments finis (maillage). Il assure également une aide à la préparation du jeu de données nécessaire au calcul par le programme CESAR (choix du type de calcul, définition des conditions aux limites, chargements, choix du modèle rhéologique, introduction des paramètres physiques, etc.).

b - Le programme de calcul CESAR

Le programme de calcul CESAR effectue la résolution numérique du problème posé en offrant à l'utilisateur un éventail de modules d'exécution spécialisés chacun dans la résolution d'un problème particulier. Il regroupe les familles d'éléments et les modules d'exécution. La figure 2.21 montre la structure générale de CESAR.

CESAR possède une bibliothèque d'éléments assez complète. Ces éléments sont groupés par familles selon le caractère bi- ou tridimensionnel et selon la nature du problème traité. Le module de consolidation des sols élastoplastiques quasi-saturés utilise les familles 41 et 42 suivant qu'on réalise un calcul bidimensionnel ou tridimensionnel. Les éléments de la famille 41 et 42 sont respectivement des éléments à 3 et 4 degrés de liberté.

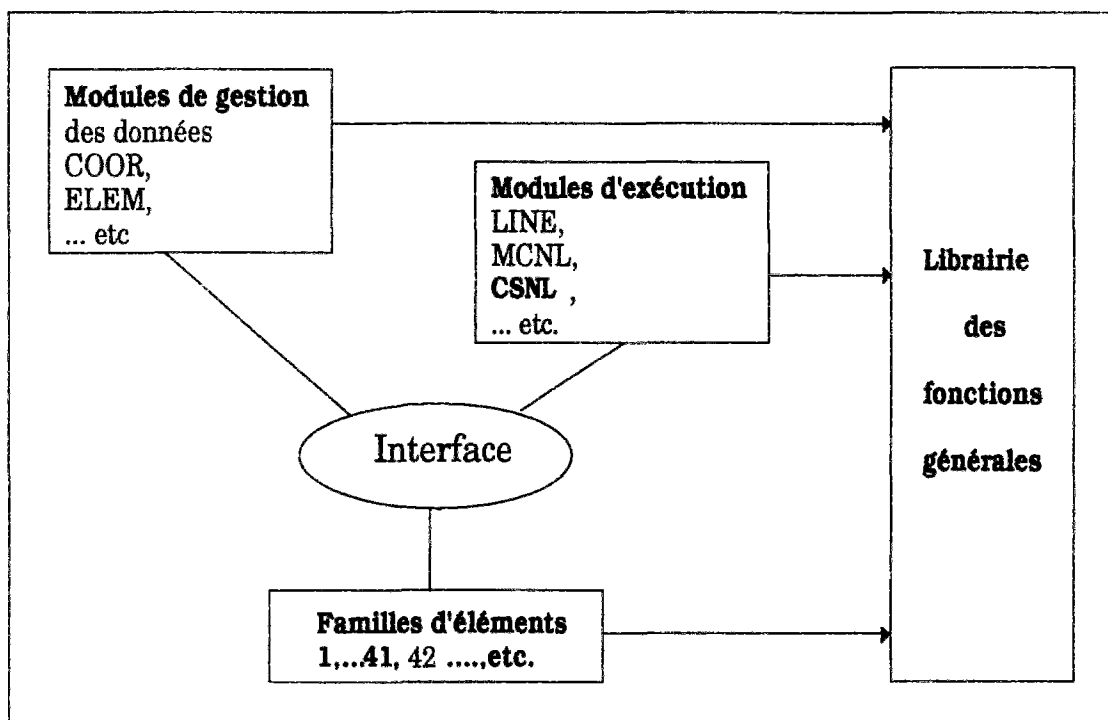


Figure 2.21 : Structure générale de CESAR (Humbert , 1989).

Les modules de gestion des données et les modules d'exécution dans CESAR sont caractérisés par un mot-clé de quatre lettres. Les options et les modules sont activés par la présence du mot-clé dans le jeu de données. Ces différents modules gèrent les données propres à chaque calcul qu'a introduites l'utilisateur.

Le programme principal du progiciel CESAR enchaîne l'exécution de ces modules sous le contrôle de l'utilisateur en appelant les sous-programmes correspondants. Un jeu de données de CESAR est ainsi constitué d'une suite de mots-clés. Ainsi, la résolution d'un problème de consolidation élastoplastique avec le module CSNL se traduit par l'enchaînement suivant :

COOR —→ ELEM —→ COND —→ CHAR —→ CSNL

COOR	module pour la lecture des coordonnées des noeuds du maillage ;
ELEM	module pour la lecture des liaisons entre noeuds, des types d'éléments, des propriétés matérielles des éléments selon la loi de comportement adoptée ;
COND	module pour la lecture des conditions aux limites ;
CHAR	module pour la lecture de l'ensemble des sollicitations appliquées puis leur transformation en forces nodales.

b - Le post-processeur PEGGY

Le post-processeur PEGGY est un outil interactif graphique qui permet de visualiser les résultats du calcul effectué par CESAR sous forme de tracés de déformées, de contraintes principales, d'isovaleurs diverses, de courbes de variation de paramètres, de zones plastiques, etc.

2.4.2.1. Programme de consolidation "CSNL"

L'analyse de la consolidation des massifs argileux quasi-saturés est effectuée dans CESAR-LCPC grâce au module CSNL (Consolidation des Sols Non Linéaires). Issu du programme de calcul ROSALIE-Groupe 9 développé au LCPC au début des années 70, il permet la résolution des problèmes de consolidation en conditions uni-, bi- et tridimensionnelles, en utilisant des modèles élastoplastiques tels que Cam-Clay (Dang et Magnan, 1977), Mélanie (Mouratidis et Magnan, 1983 ; Kattan, 1990), ou les autres modèles de comportement élastoplastiques disponibles dans CESAR.

Le traitement numérique de la consolidation des sols dans CSNL est basé sur les équations de la consolidation tridimensionnelle de Biot (1941). Ces équations ont été modifiées pour supprimer certaines limitations des hypothèses initiales de Biot qui étaient que :

- le sol est saturé d'eau incompressible ;
- l'écoulement obéit à la loi de Darcy ;
- les déformations sont petites ;
- le squelette du sol a un comportement linéaire.

La résolution des équations de la consolidation se fait dans CSNL sous forme de deux processus itératifs emboîtés, dont l'extérieur est celui de l'intégration sur le temps et l'intérieur traite les itérations de plasticité.

La programmation du module "CSNL" dans le code de calcul par éléments finis "CESAR-LCPC" correspond à un couplage hydro-mécanique. Après discrétisation de l'espace et intégration dans le temps par la méthode de Galerkin, on obtient le système matriciel suivant à résoudre :

$$\begin{bmatrix} R_G & -\alpha C_G \\ -\alpha C_G^T & -\alpha^2 [E_G + 2/3 \Delta t K_G] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u(\Delta t) \\ \Delta H(\Delta t)/\alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 3/2 \alpha C_G \\ 0 & \alpha^2 \Delta t K_G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u(t) \\ H(t)/\alpha \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1/2 F(t) \\ -\alpha/3 \Delta t Q(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F(t + \Delta t) \\ -2/3 \alpha \Delta t Q(t + \Delta t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_{\sigma_s}(t + \Delta t) - 3/2 F_{\sigma_s}(t) \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.4.)$$

avec : R_G matrice globale de rigidité ;
 C_G matrice globale de couplage ;
 K_G matrice globale de perméabilité ;
 Δt incrément de temps ;
 E_G matrice globale de compressibilité ;
 F vecteur des forces nodales ;
 Q vecteur des débits nodaux imposés.

En utilisant les notations du code "CESAR-LCPC", l'équation matricielle (4) s'écrit :

$$KN.VDUM = KM.VUM + A.V_{FM}(t) + B.V_{FM}(t + \Delta t) + VRES(t) \quad (2.5.)$$

avec :

$$KN = \begin{bmatrix} R_G & -\alpha C_G \\ -\alpha C_G^T & -\alpha^2 [E_G + 2/3 \Delta t K_G] \end{bmatrix} \quad KM = \begin{bmatrix} 0 & 3/2 \alpha C_G \\ 0 & \alpha^2 \Delta t K_G \end{bmatrix}$$

$$VDUM = \begin{bmatrix} \Delta u(\Delta t) \\ \Delta H(\Delta t)/\alpha \end{bmatrix} \quad \text{Vecteur des incréments des déplacements et des charges}$$

$$VUM = \begin{bmatrix} u(t) \\ H(t)/\alpha \end{bmatrix} \quad \text{Vecteur des déplacements et des charges à l'instant } t$$

$$VFM(t) = \begin{bmatrix} F(t) \\ Q(t) \end{bmatrix} \quad \text{Vecteur du chargement à l'instant } t$$

$$VFM(t + \Delta t) = \begin{bmatrix} F(t + \Delta t) \\ Q(t + \Delta t) \end{bmatrix} \quad \text{Vecteur du chargement à l'instant } t + \Delta t$$

$$VRES = \begin{bmatrix} F_{\sigma_0}'(t + \Delta t) - 3/2 F_{\sigma_0}'(t) \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{Vecteur résidu ou vecteur des forces nodales dues aux contraintes effectives élastoplastiques corrigées}$$

$$A = \begin{bmatrix} 1/2 I & 0 \\ 0 & -\alpha/3 \Delta t \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} I & 0 \\ 0 & -2/3 \alpha \Delta t \end{bmatrix}$$

I matrice identité.

La résolution de ces équations se fait suivant l'algorithme de la figure 2.22 : on obtient les déplacements u , v et les charges hydrauliques H au temps $(t + \Delta t)$, qui permettent de calculer les autres inconnues du problème, les contraintes et les gradients (Kattan, 1990).

2.4.2.2. Modèle de calcul "Mélanie"

a - Description du modèle "MELANIE"

Roscoe et al. (1958, 1968) furent les premiers à établir, à l'Université de Cambridge, des relations générales pour le comportement des argiles fondées sur les concepts d'état limite et critique et les résultats de différentes études expérimentales. Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de St-Alban (Québec) et ceux de Magnan et al. (1982) sur l'argile de Cubzac-les-Ponts (France) confirment l'applicabilité de ces concepts, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte des effets du temps et de l'anisotropie sur le comportement des argiles naturelles. Ces travaux ont donné naissance au modèle de comportement Ylight, créé par le groupe de géotechnique de l'Université Laval à Québec (Tavenas et Leroueil, 1977 ; Leroueil et al., 1985), qui a été transformé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en un modèle numérique appelé "Modèle ELastoplastique ANIsotrope avec Ecrouissage", le modèle MELANIE, qui permet de simuler le phénomène de consolidation et de reproduire assez fidèlement l'évolution au cours du temps des déformations et des contraintes dans les massifs de sol de fondation (Mouratidis et Magnan, 1983).

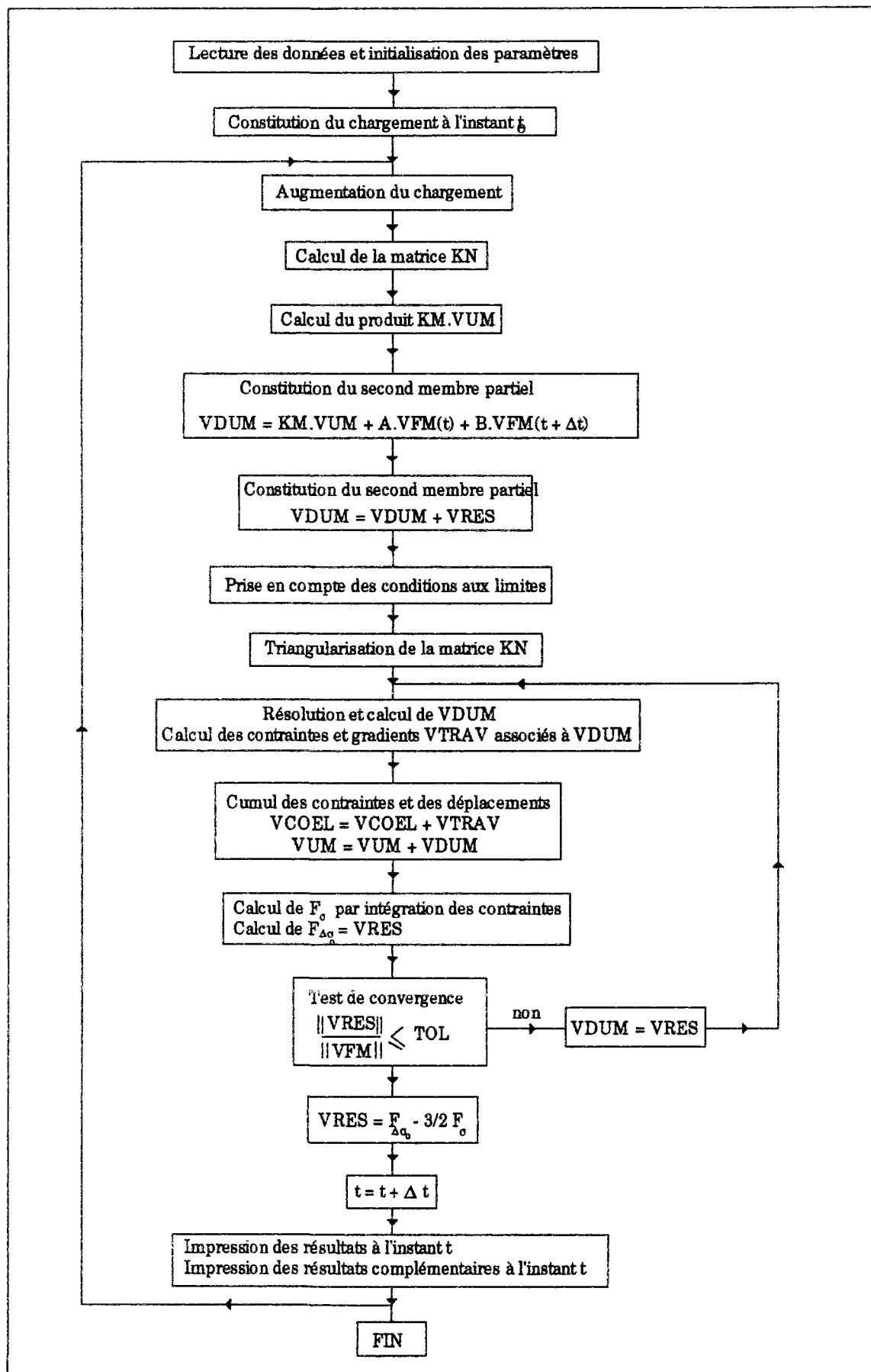


Figure 2.22 : Structure d'ensemble du module CSNL (Kattan, 1990).

Ce modèle Mélanie reprend donc certains éléments des modèles de Cambridge, adaptés aux particularités des argiles naturelles (Université Laval), mais il a aussi subi l'influence des travaux du LCPC sur le comportement unidimensionnel des argiles molles naturelles. L'originalité du modèle Mélanie par rapport au modèle Cam-Clay modifié réside dans la prise en compte des effets d'anisotropie et de viscosité du squelette du sol.

Les études expérimentales réalisées en laboratoire et en vraie grandeur ont montré que la surface d'état limite présente les particularités suivantes :

- ♦ les courbes d'état limite ont une forme elliptique dans l'espace "contraintes effectives moyennes - contraintes déviatoriques" (s', t) ; elles passent par l'origine des coordonnées et par le point de l'axe O_s d'abscisse $s'_p = 0,6 \sigma'_p$ (Tavenas et Leroueil, 1979) et leur grand axe est confondu avec l'axe K_0 (Figure 2.23) ;

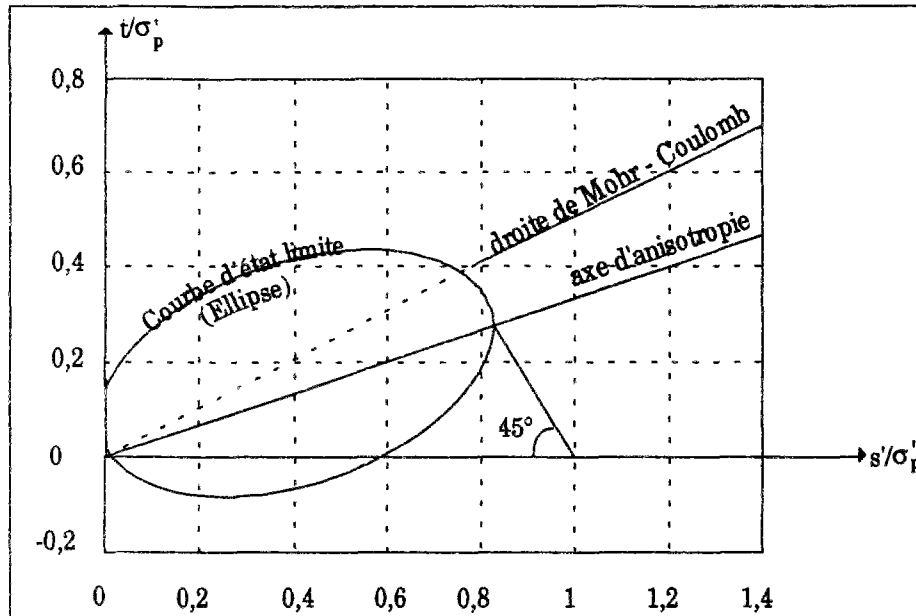


Figure 2.23: Représentation schématique des courbes d'état limite des argiles molles naturelles.

- ♦ les courbes d'état limite correspondant à des états de préconsolidation différents sont homothétiques (par rapport à l'origine) dans le rapport des contraintes de préconsolidation ;

- ♦ les déformations plastiques sont liées à la surface d'état limite par une loi d'écoulement qui ne vérifie pas la normalité. Dans le modèle Mélanie bidimensionnel utilisé ici, il a été admis que la direction du vecteur d'écoulement plastique est donnée par la bissectrice de l'angle formé par la normale à la surface d'état limite et la droite joignant l'origine des coordonnées au point représentant l'état des contraintes effectives (Figure 2.24). Cette loi d'écoulement appelée "loi bissectrice" s'exprime de la façon suivante :

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} = d\lambda G_{\sigma}$$

où, G_{σ} est le vecteur unitaire défini par :

$$G_{\sigma} = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}}{\left\| \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right\|} + \eta \frac{r_i}{\|r\|}$$

Selon que la loi d'écoulement plastique est associée ou bissectrice, le paramètre η est nul ou égal à 1 ($G_\sigma \equiv \bar{\eta}_i$ où $G_\sigma \equiv D_i$) ;

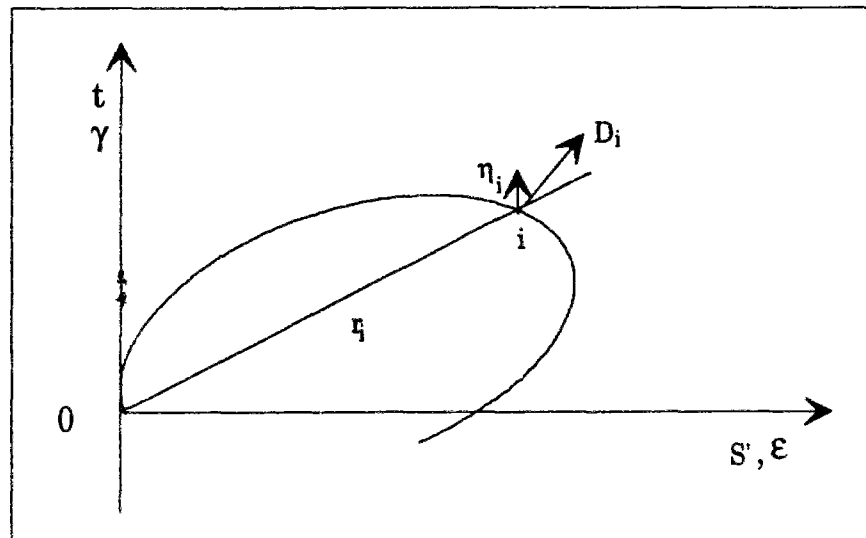


Figure 2.24: Déformation du sol sur la courbe d'état limite (Mouratidis et Magnan, 1983).

♦ l'ensemble des courbes d'état limite définies pour des valeurs différentes de la pression de préconsolidation constituent dans l'espace (s' , t , e) une surface d'état limite qui sépare le domaine des états possibles du sol des états impossibles (Figure 2.25).

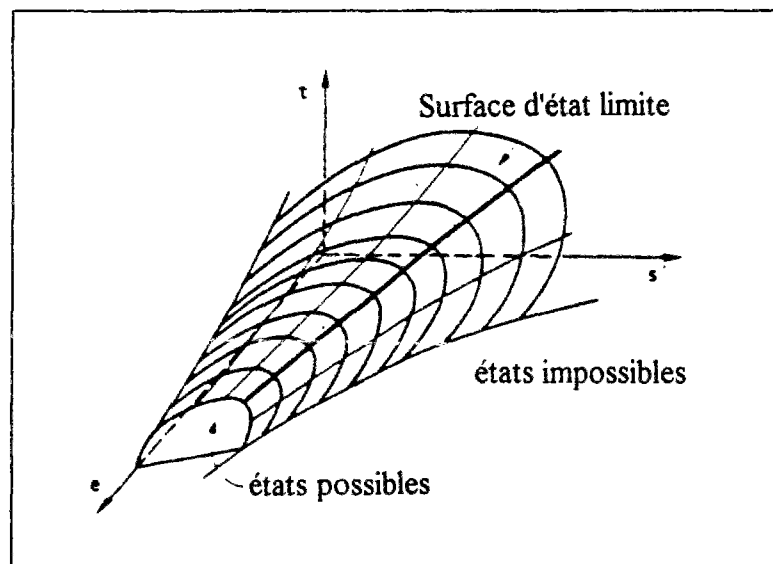


Figure 2.25: Surface d'état limite des argiles naturelles.

Dans les calculs numériques, les courbes d'état limite jouent le rôle de critère de plasticité lorsque l'on distingue de façon formelle le comportement du sol supposé élastique linéaire à l'intérieur de la surface d'état limite et le comportement plastique du sol avec écrouissage dès que l'on atteint la surface d'état limite.

La déformation élastique anisotrope est reliée aux variations de contraintes effectives par les équations :

$$\begin{bmatrix} \sigma'_h \\ \sigma'_v \\ \tau \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E'_h(1-nv_{vh}'^2)}{(1+v'_{hh})(1-v'_{hh}-2nv_{vh}'^2)} & \frac{E'_h v'_{vh}}{1-v'_{hh}-2nv_{vh}'^2} & 0 \\ \frac{E'_h v'_{vh}}{1-v'_{hh}-2nv_{vh}'^2} & \frac{E'_h(1-v'_{vh})}{1-v'_{hh}-2nv_{vh}'^2} & 0 \\ 0 & 0 & G'_{vh} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_h \\ \varepsilon_v \\ \gamma \end{bmatrix}$$

avec

$$n = E'_h / E'_v$$

E'_v module de déformation verticale ,

E'_h module de déformation horizontale ;

v'_{vh} coefficient de Poisson dans le plan vertical ;

v'_{hh} coefficient de Poisson dans le plan horizontal ;

G'_{vh} module de cisaillement dans un plan vertical.

La détermination des déformations plastiques nécessite la connaissance de l'équation du critère de plasticité et de la loi d'écoulement plastique. Le critère est défini par la surface d'état limite, qui est représentée par une ellipse qui se déforme de façon homothétique avec la pression de préconsolidation suivant l'équation :

$$A^2 \left(s' \cos \theta + t \sin \theta - \frac{s'_p}{AC} \right)^2 + B^2 (t \cos \theta - s' \sin \theta)^2 - \frac{s_p'^2}{c^2} = 0$$

avec

$$A = 2 (\sin \theta + \cos \theta)$$

$$B^2 = \frac{A^2 \cos \theta}{C \sin \theta^2} \left[\frac{2}{A} - \cos \theta \right]$$

$$C = 0,6 ;$$

$$\theta = \arctan [(1-K_0)/(1+K_0)]$$

s'_p , qui est utilisé comme paramètre d'écrouissage, est la contrainte effective moyenne définie par l'équation :

$$e^p = e_{\lambda_0} - \lambda \ln \left(\frac{s'_p}{s'_1} \right) + \alpha (s'_p - s'_1)$$

dans laquelle e_p et e_λ désignent les valeurs de l'indice des vides correspondant respectivement aux courbes de chargement et déchargement sous la contrainte de référence $s'_1 = 1$ kPa et α est le coefficient de compressibilité volumique du sol anisotrope soumis à un chargement isotrope (Figure 2.26), d'expression :

$$\alpha = \frac{(1+e_o)(1-v'_{hh}-2nv_{vh}'^2)}{E'_v} \cdot \frac{(1+v'_{hh})(2nv_{vh}'-1+v'_{hh})-n(1-nv_{vh}'^2)}{n^2v_{vh}'^2(1+v'_{hh})-n(1-nv_{vh}'^2)(1-v'_{hh})}$$

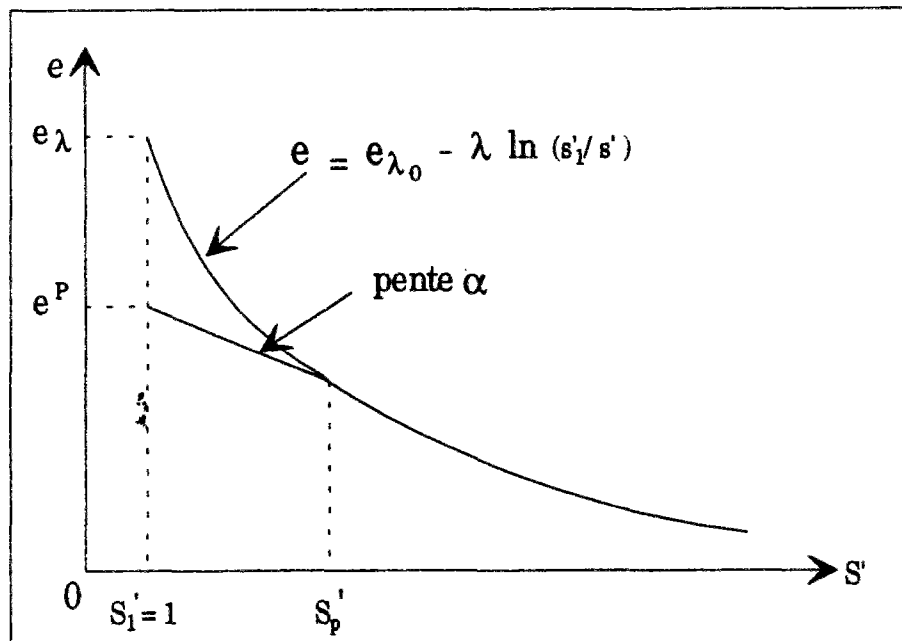


Figure 2.26: Courbe donnant l'indice des vides "plastique" e_p en fonction de l'état des contraintes s'_p (Lépidas et Magnan, 1987).

La description présentée ci-après correspond au modèle MELANIE en déformations planes (Magnan et al., 1983).

La viscosité du squelette du sol, se traduit par une loi de fluage qui a été introduite dans le modèle MELANIE par Lépidas et Magnan (1987). Le fluage ou compression secondaire représente la déformation du sol au cours du temps sous contrainte effective constante. La modélisation du fluage est fondée sur le modèle des lignes de temps de Taylor (1942) et Bjerrum (1967) (Figure 2.27).

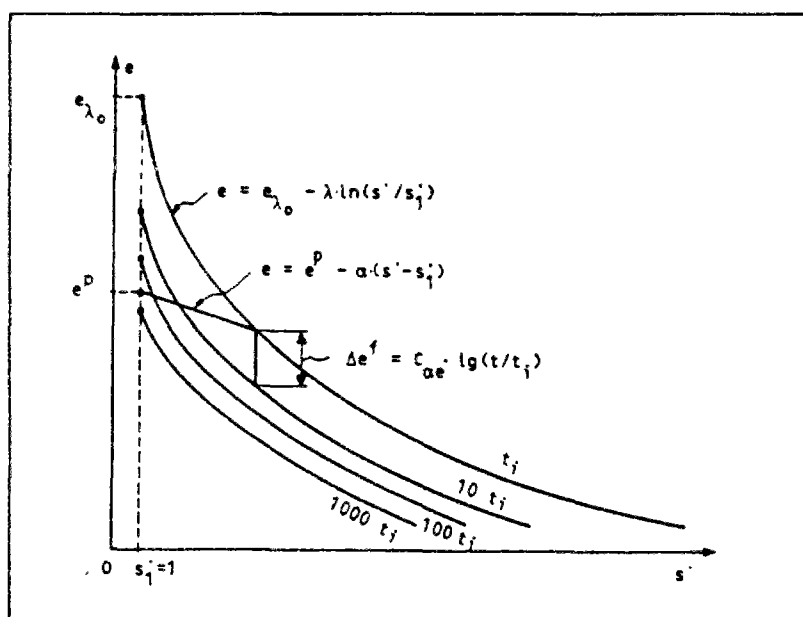


Figure 2.27: Définition du réseau des courbes isotropes du modèle MELANIE (Lépidas et Magnan, 1987).

La déformation de fluage est déterminée en calculant le temps t^* qu'il aurait fallu attendre pour que la déformation volumique subie par le massif de sol ait été obtenue par fluage. On en déduit que la variation de l'indice des vides par fluage pendant l'intervalle de temps Δt est définie par :

$$\Delta e^f = C_{\alpha e} \lg \frac{t^* + \Delta t}{t^*}$$

où $C_{\alpha e}$ est l'indice de fluage, supposé indépendant de la contrainte effective (Figure 2.28).

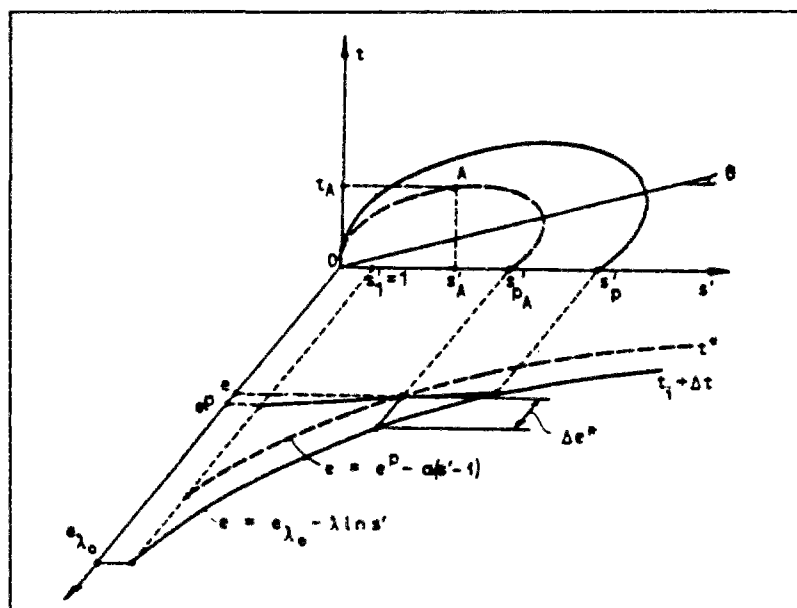


Figure 2.28: Définition du temps t^* en fonction de l'état de contrainte d'un point (Lépidas et Magnan, 1987).

Le modèle MELANIE a été étendu aux problèmes tridimensionnels par Kattan et Magnan (1990).

b - Détermination des paramètres du modèle "MELANIE"

Les paramètres du modèle nécessaires aux calculs peuvent être évalués à partir des caractéristiques physiques et mécaniques du sol, mesurées au cours d'études géotechniques courantes, à l'exception des paramètres d'élasticité linéaire anisotrope. Ces paramètres, au nombre de cinq ($E'_v, E'_h, v'_{hh}, v'_{vh}, G'_v$), peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux avec consolidation anisotrope sur des éprouvettes d'orientations différentes (Piyal et Magnan, 1984). Etant donné la difficulté de réalisation de ces essais, les valeurs de ces paramètres sont en général choisies d'après les valeurs trouvées sur d'autres sites, c'est à dire en pratique que l'on admet des valeurs fixes de $E'_h/E'_v, G'_v/E'_v, v'_{vh}$ et v'_{hh} ; il suffit alors de calculer le module E'_v à partir de la courbe oedométrique au moyen de la relation :

$$E'_v = \frac{1+e_0}{C_s} \cdot \frac{\sigma'_p - \sigma'_{vo}}{\lg(\sigma'_p/\sigma'_{vo})} \cdot \left[1 - \frac{2v'^2_{vh} n'}{1-v'_{hh}} \right]$$

Le faisceau des courbes d'état limite, homothétiques par rapport à l'origine des axes (Os', Ot), est déterminé à partir du coefficient de pression des terres au repos du domaine

normalement consolidé K_o^{nc} , qui définit l'angle entre le grand axe des ellipses et l'axe Os' (figure 2.29). Ce coefficient peut être mesuré en place ou en laboratoire, ou être calculé par une formule telle que :

$$K_o^{nc} = 1 - \sin \varphi' \quad \text{avec : } \varphi' - \text{angle de frottement interne de l'argile.}$$

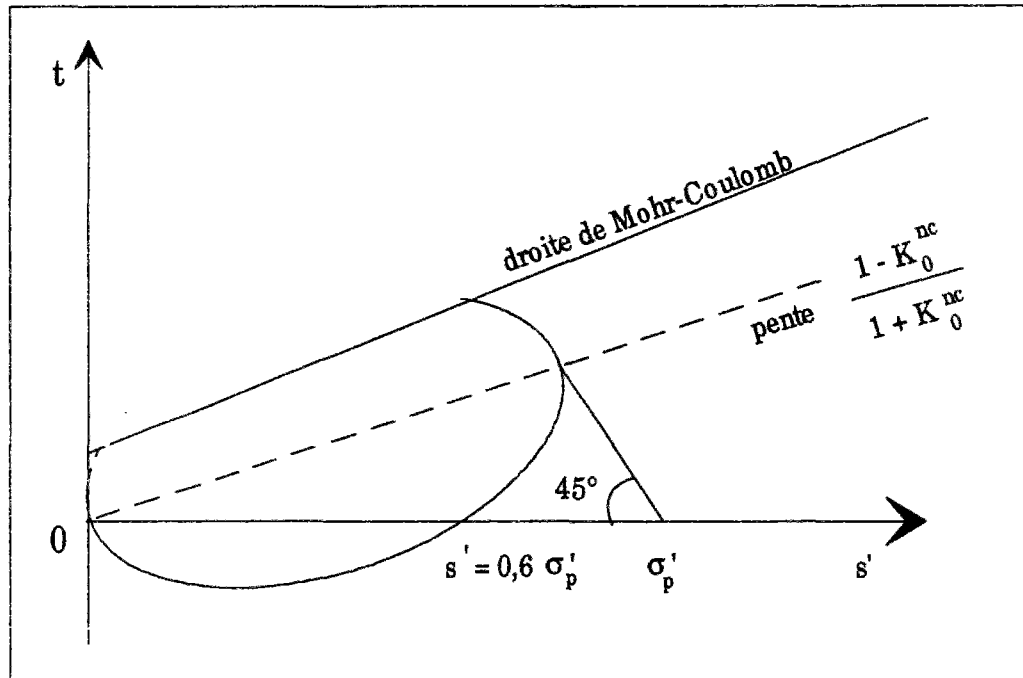


Figure 2.29 : Définition des courbes d'état limite et couplage des critères MELANIE et de Mohr-Coulomb (Lepidas et Magnan, 1990).

Pour définir l'ellipse correspondant à l'état initial du sol, on doit déterminer la pression de préconsolidation σ_p' , qui peut être déduite d'un essai oedométrique. Le même essai fournit l'indice de gonflement C_s et l'indice de compression C_c , qui servent à calculer le module E_v' et la pente λ de la courbe vierge isotrope ($e - \ln s'$). Cette dernière est évaluée en utilisant la relation :

$$\lambda = C_c / \ln 10 \approx C_c / 2,3$$

Le paramètre d'écrouissage du modèle (figure 2.21) est calculé dans le programme par la relation :

$$s_p' = 0,6 \cdot \sigma_p'$$

L'état initial de l'argile est défini à partir de la contrainte verticale effective σ'_{vo} , de l'indice des vides initial e_o et du coefficient de pression des terres au repos dans le domaine surconsolidé K_o^{oc} ; ce dernier peut être calculé en utilisant la relation :

$$K_o^{oc} = K_o^{nc} \sqrt{R_{oc}}$$

avec :

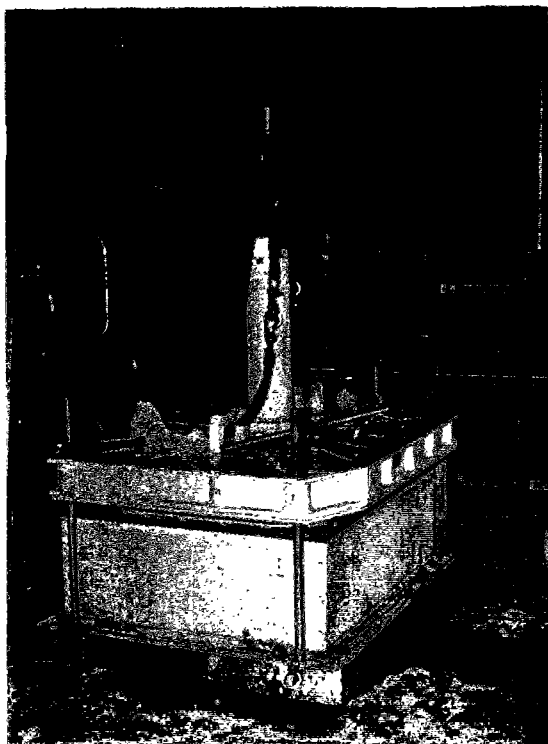
$$R_{oc} = \sigma_p' / \sigma'_{vo} : \text{rapport de surconsolidation du sol}$$

D'autres paramètres sont nécessaires pour décrire le comportement de l'eau interstitielle et son écoulement à travers les pores du sol. On admet que les pores de l'argile sont remplis d'un liquide interstitiel dont la compressibilité, caractérisée par le coefficient de compressibilité a_w , dépend du degré de saturation S_r de l'argile. L'écoulement du liquide est décrit par les coefficients de perméabilité verticale k_v et horizontale k_h . Les paramètres a_w , k_v et k_h peuvent varier au cours du temps en fonction de la pression interstitielle et de l'indice des vides, respectivement.

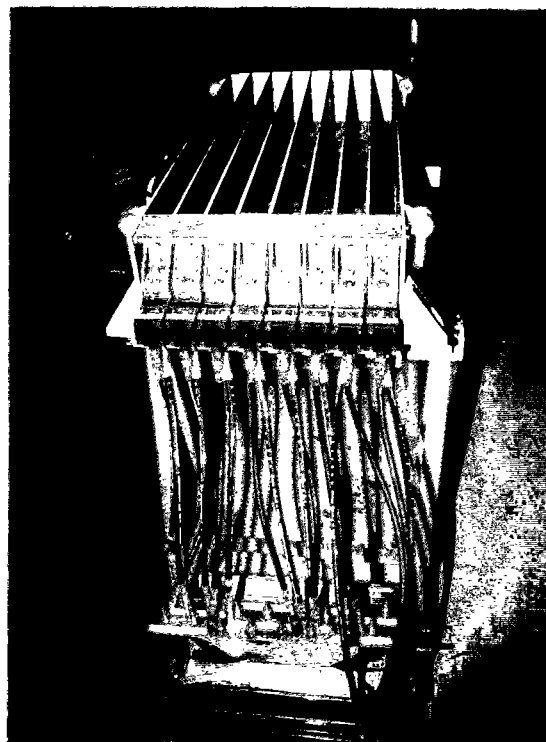
2.5. Conclusion

Ce chapitre a décrit trois méthodes d'études du comportement des remblais et des sols de fondation lors des travaux d'élargissement : des études expérimentales sur ouvrage réel, des études sur modèles réduits et des études numériques. Ce sont les trois composantes de la recherche présentée dans ce mémoire.

Nous avons utilisé les résultats de l'expérience d'élargissement de l'autoroute A9 dans la plaine de l'Aude comme référence expérimentale, mais sans avoir participé directement à ces travaux. Par contre, les études en centrifugeuse et, dans une moindre mesure, les études de modélisation en éléments finis ont représenté une partie très importante de notre travail, comme on le voit dans les deux chapitres suivants.



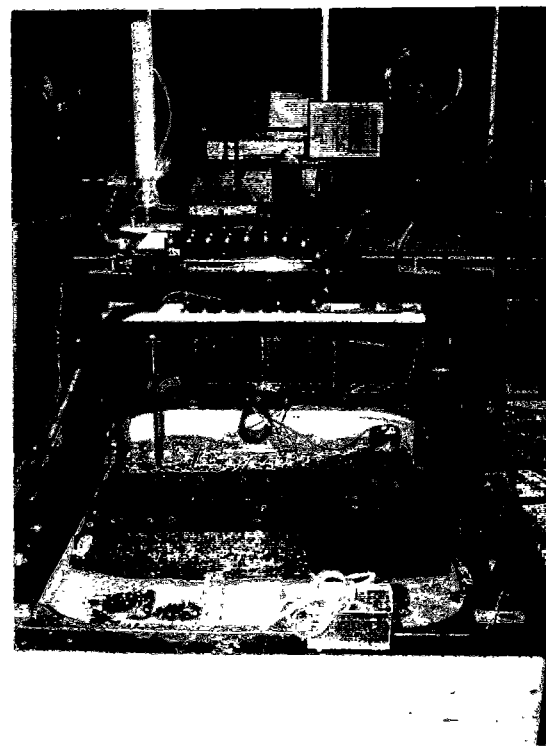
BÂTI DE CONSOLIDATION DU LCPC



TRÉMIE DU LCPC.



VUE DU MODÈLE SUR LA NACELLE
DE LA CENTRIFUGEUSE.



VUE D'ENSEMBLE DU MODÈLE AVEC
LE MINI-PÉNÉTROMÈTRE STATIQUE.



MISE EN OEUVRE DE L'ARGILE DANS LE CONTENEUR.



PROFIL EN TRAVERS DES REMBLAIS (ESSAI 7).



VUE D'ENSEMBLE DU MODÈLE À LA FIN DE L'ESSAI (ESSAI 5).



PROFIL EN TRAVERS DES REMBLAIS (ESSAI 5)

CHAPITRE 3

ELARGISSEMENT DE REMBLAIS EN CENTRIFUGEUSE

3.1. Introduction

L'expérimentation sur modèles réduits centrifugés offre une voie possible de validation des calculs numériques et des analyses théoriques. Ce type d'expérimentation constitue un complément aux essais sur ouvrages en vraie grandeur souvent beaucoup plus coûteux. Cette modélisation physique permet d'étudier le comportement de l'ouvrage prototype jusqu'à la rupture, ce qui n'est pas toujours possible en réalité pour les ouvrages dont on souhaite garder l'intégrité pour une utilisation en service.

Pour les matériaux fins tels que l'argile, l'échelle de temps reliée aux déformations dites de consolidation, qui se produisent par expulsion de l'eau interstitielle en l'absence de viscosité du squelette, est proportionnelle au carré de l'échelle des longueurs. Ainsi pour un essai effectué à 70 fois la pesanteur terrestre g , sur un modèle réduit à l'échelle 1/70, une journée de rotation représente près de treize années de consolidation du massif d'argile prototype, d'où le grand intérêt de simuler des remblais construits sur des massifs argileux.

Ce troisième chapitre décrit la partie expérimentale de notre étude : une série de sept essais a été réalisée sous une accélération centrifuge de 70 g , avec deux variantes d'élargissement à partir d'une largeur en crête donnée et pour un même sol de fondation. Le premier essai est un essai de faisabilité, qui a servi de base pour l'amélioration des autres essais. La première et la seconde variante présentent un élargissement d'une largeur en crête respectivement égale à une fois et demie et une fois celle du remblai existant. Les trois premiers essais ont une hauteur de remblai de 5 m et le reste des essais une hauteur de remblai de 3 m. Le changement de la hauteur des remblais sera expliqué ultérieurement.

En parallèle, on a réalisé des essais de caractérisation de l'argile et du sable (essais de compression et de fluage oedométriques, triaxial et de perméabilité) pour la détermination des paramètres nécessaires aux calculs numériques.

3.2. Etudes paramétriques sur modèles réduits centrifugés

L'intérêt de la modélisation en centrifugeuse réside dans la facilité de répéter les expériences à volonté, en ne modifiant que certains paramètres choisis à l'avance. En effet, les observations sur ouvrages réels ne permettent guère d'effectuer d'études paramétriques pour des raisons économiques. Les résultats des essais centrifugés seront comparés plus loin aux solutions numériques. La figure 3.1 décrit schématiquement les variantes d'essais réalisées au cours de notre étude. Le tableau 3.1 récapitule les principales caractéristiques considérées pour ces variantes (caractéristiques de l'argile, géométrie des remblais, ...).

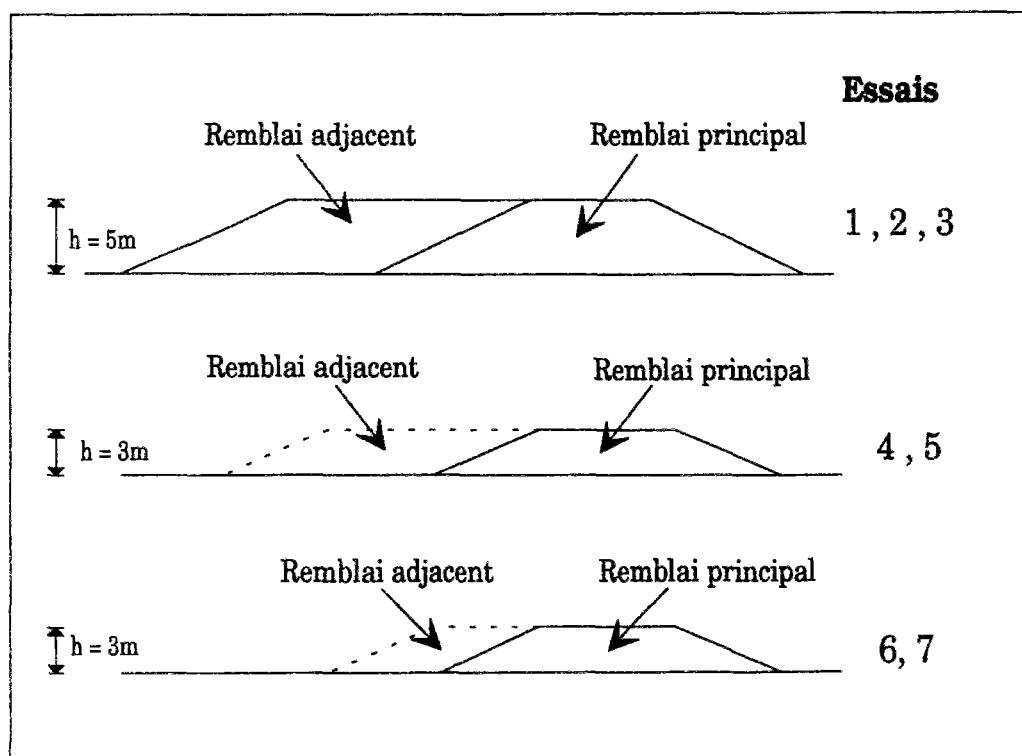


Figure 3.1 : Variantes d'essais réalisés.

Tableau 3.1 : Principales caractéristiques des essais.

		Essais					
		2	3	4	5	6	7
Argile	c_u à 1g (kPa)	5	10	10	19	19	20
	σ_p à 1g (kPa)	105	105	325	325	243	243
	σ_p à 70g (kPa)	---	87	93	134	118	67
	c_u à 70g (kPa)	12	14	15	18	15	14
	γ (kN/m ³)	16,03	17,23	17,54	17,5	17,57	17,47
Remblai	γ_d (kN/m ³)	---	---	15,43	15,26	15,14	15,44
	B ¹ (m)	9	9	9	9	9	9
	B ² (m)	14	14	14	14	7	7
	Pente du talus	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2

3.2.1. Trémie embarquée du LCPC

3.2.1.1. Description

La simulation réaliste de la construction des remblais a nécessité la réalisation d'une trémie de pluviation du sable en cours de rotation à ouvertures et fermetures commandées

¹Largeur en crête du remblai principal.

²Largeur en crête du remblai adjacent.

depuis la salle de commande de la centrifugeuse. La méthode adoptée au LCPC pour la reconstitution des massifs sableux de compacité donnée sous gravité terrestre consiste à mettre en oeuvre le sable au moyen d'une trémie mobile. L'ouverture, la vitesse de déplacement de la trémie et la hauteur de chute des grains déterminent la densité du sable. Vu les difficultés techniques et le coût d'un tel système, la trémie développée dans le cadre de cette thèse est une trémie fixe.

La trémie, de dimensions 80 cm x 40 cm, offre une hauteur de remplissage de 13 cm. Dans le sens longitudinal, des cloisons divisent la trémie en huit couloirs de 4,5 cm de largeur. Au fond de chaque couloir est placée une grille mobile en regard avec la grille recouvrant toute la surface de la trémie. Les deux grilles sont percées de trous identiques et répartis uniformément, qui occupent 30 % de la surface totale. La grille mobile est actionnée par un vérin .

Les cloisons des couloirs sont percées de trous verticaux dans lesquels glissent des tiges (Figure 3.3). Celles-ci prolongent mécaniquement les capteurs de déplacement notés DV3, DV4,..., DV9 et sont solidaires d'un portique prenant appui sur le conteneur. Ce portique n'est pas solidaire de la trémie, pour qu'il soit stable et que la mesure des tassements soit fiable. L'extrémité inférieure de chaque tige est par ailleurs munie d'un patin qui repose sur la surface du massif argileux. Ces patins ainsi positionnés sur le massif, suivent les tassements de surface.

Les essais de faisabilité préliminaires (annexe III-A) ont permis de garantir une ouverture correcte de tous les tiroirs jusqu'à une accélération de 70 g. Par conséquent, on peut modéliser des prototypes de dimensions maximales $B \times L \times h = 40 \times 56 \times 5$ m , avec B la largeur en crête, L la longueur et h la hauteur du remblai.

L'ouverture et la fermeture de deux combinaisons de couloirs sont assurées par huit vérins commander hydrauliquement par l'intermédiaire d'un distributeur. Les figures 3.2, 3.3, 3.4 et 3.5 présentent respectivement la trémie du LCPC, une vue du modèle dans la nacelle, une vue en perspective de l'ensemble trémie-conteneur installé dans la nacelle et une coupe axiale de la nacelle en vol.

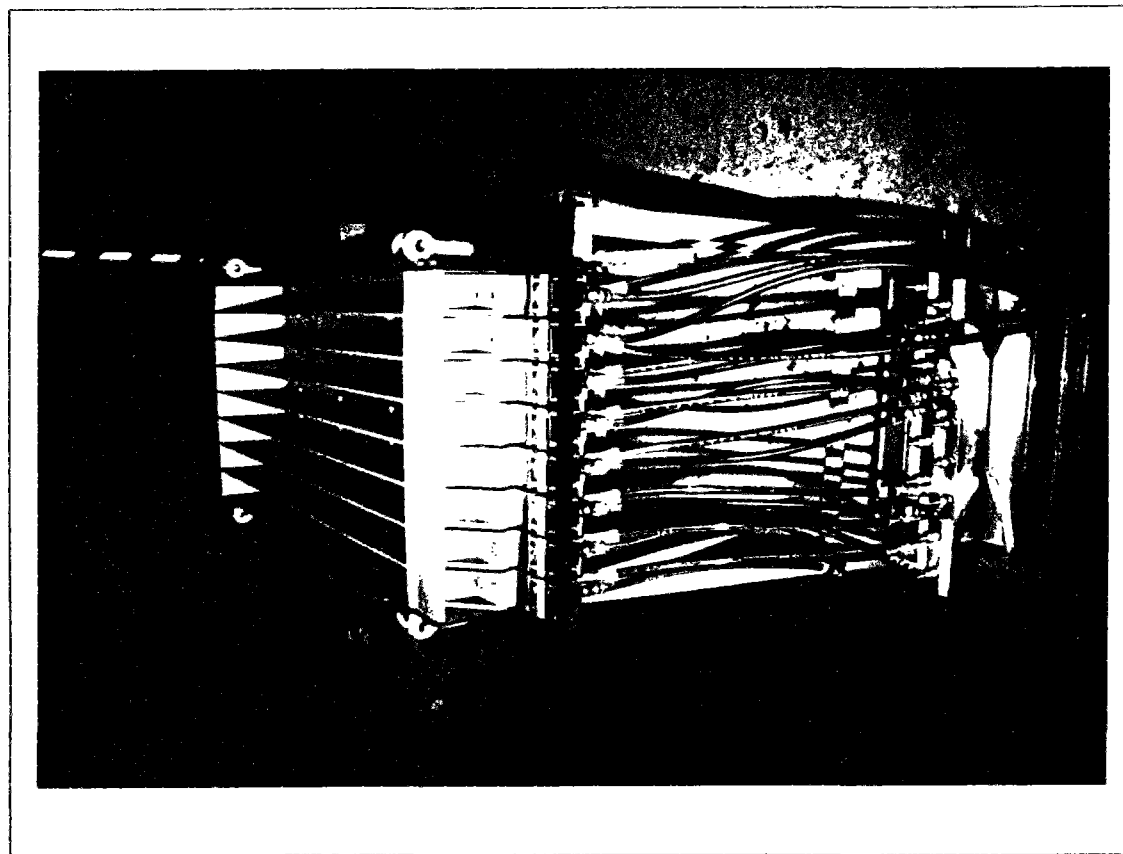


Figure 3.2 : Trémie du LCPC.

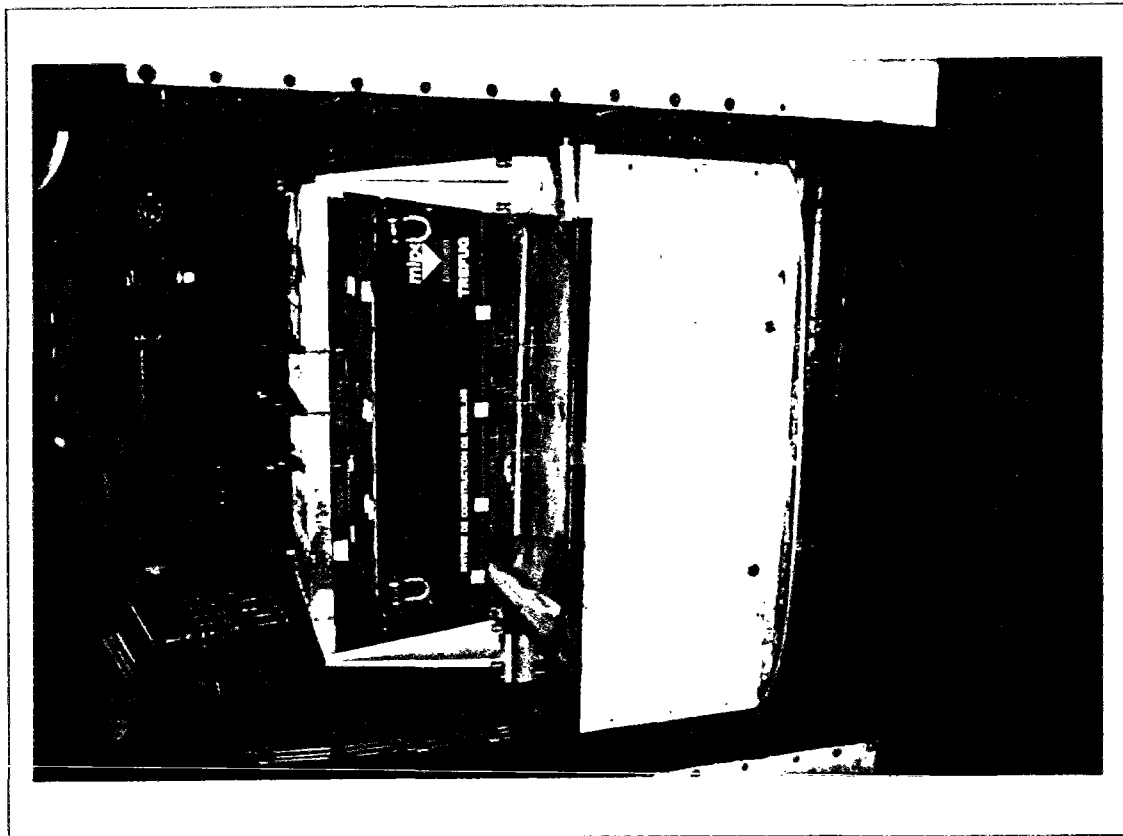


Figure 3.3 : Vue du modèle sur la nacelle de la centrifugeuse.

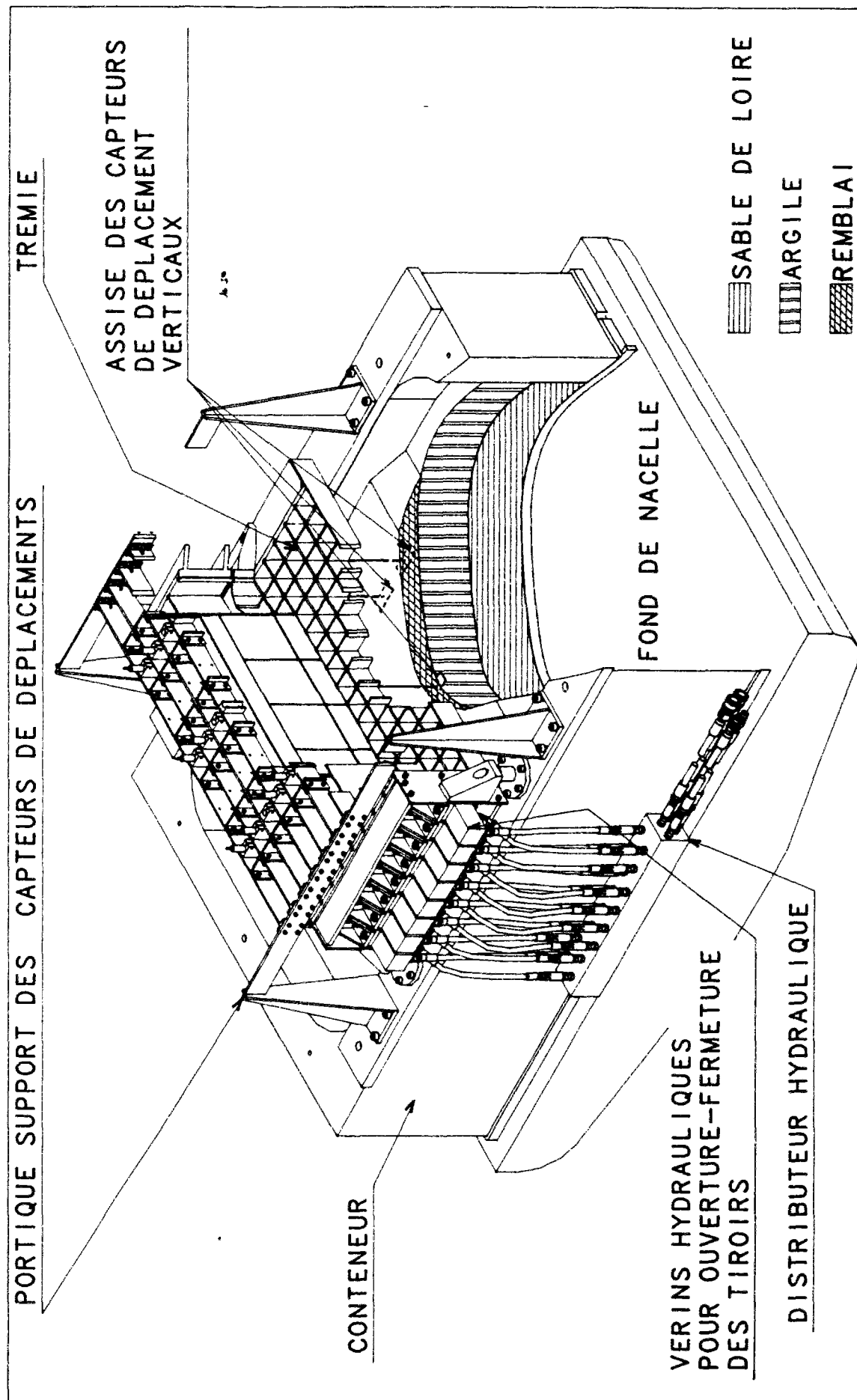


Figure 3.4 : Vue en perspective de l'ensemble trémie-conteneur (dessinée par Eric Merliot)

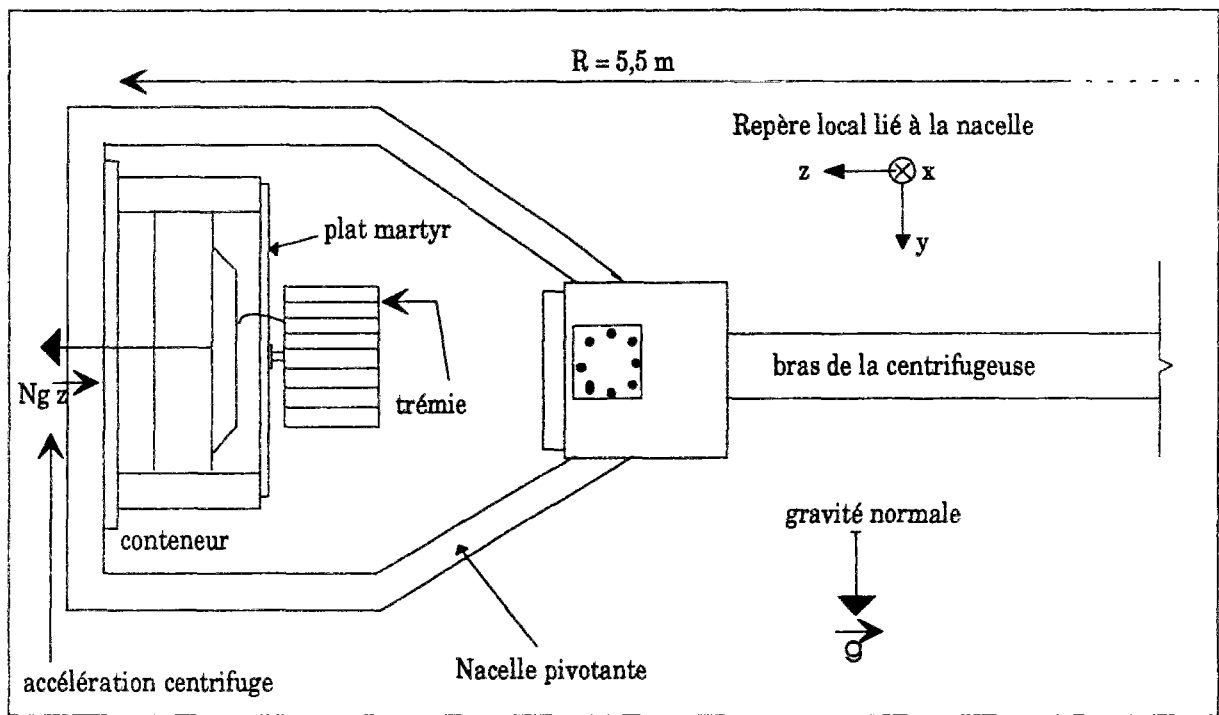


Figure 3.5 : Coupe axiale en vol.

3.2.1.2. Remplissage de la trémie

Compte tenu de la forme trapézoïdale du remblai principal et du remblai adjacent, de l'ouverture séquentielle des alvéoles propre à cette trémie, et de l'existence de la force de Coriolis lors de la chute du sable, deux profils de remplissage, transversal et longitudinal, ont été définis. En effet, les particules de sable suivent une trajectoire curviligne avant d'arriver à la surface du sol sous l'effet de la force de Coriolis. Les figures 3.6 et 3.7 présentent les remplissages respectifs de chaque couloir, déterminés à partir d'essais préliminaires (annexe III-A) réalisés sous 70 g.

Une série de sept essais a été réalisée, dans deux configurations : pour les cinq premiers essais, le sable du groupe des couloirs n° 5,6,7 et 8 est destiné à la construction du remblai principal, le reste étant affecté au remblai adjacent. Pour les deux autres, le remblai principal est construit avec le sable contenu dans les couloirs n° 3, 4, 5 et 6 et le remblai adjacent avec celui des couloirs n° 1 et 2.

Pour l'essai n° 3, le sous-groupe constitué des couloirs n°3 et 4 contient du sable coloré, qui facilite le repérage ultérieur de l'interface des deux remblais sur une coupe. À partir de l'essai n° 4, les différents couloirs destinés à la construction des deux remblais contiennent du sable coloré, qui permettra de distinguer, après coupe, la forme des dépôts de sable de chaque couloir.

Le profil de remblai obtenu lors de l'essai de faisabilité n'était pas satisfaisant. Dans le but d'améliorer la forme des remblais pour les essais à venir, avant découpe du modèle, la plateforme du remblai est rendue horizontale. Le surplus de sable permet alors par pesage d'optimiser les quantités de matériau à mettre en oeuvre dans chaque couloir pour obtenir le meilleur profil en travers.

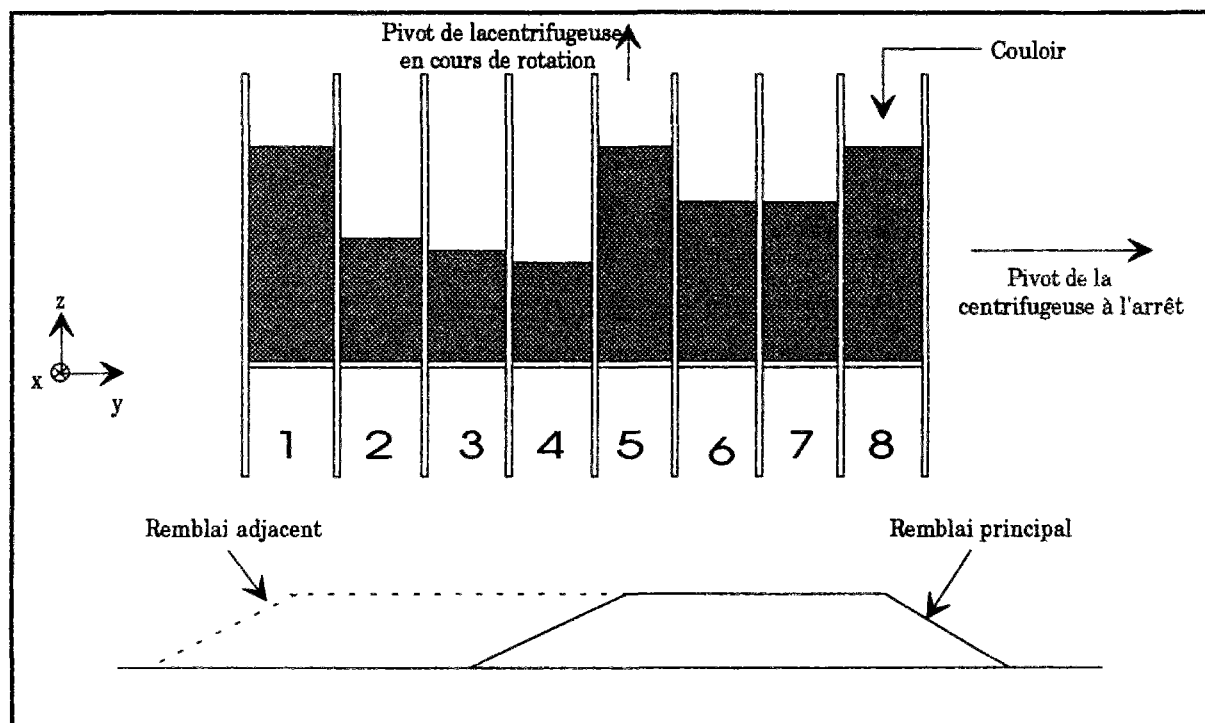


Figure 3.6 : Coupe transversale des couloirs après remplissage.

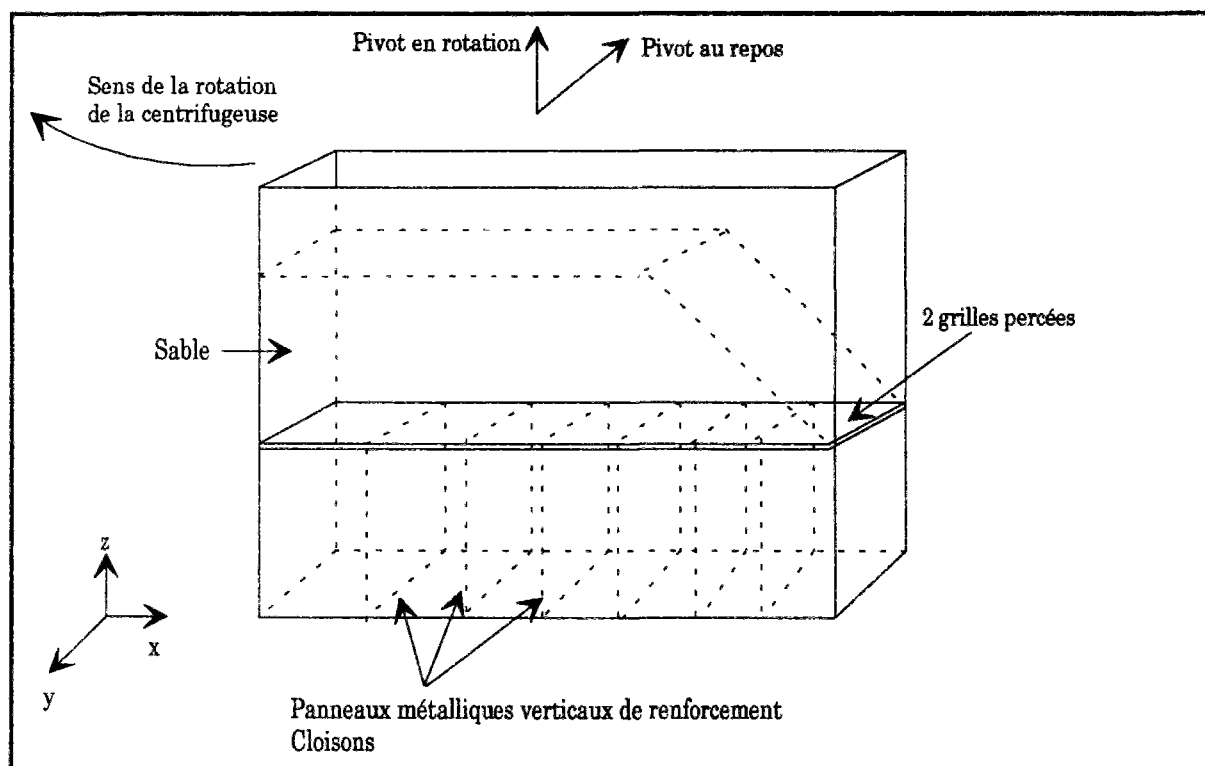


Figure 3.7 : Coupe longitudinale d'un couloir après remplissage.

En supposant un poids volumique du sable de 16 kN/m^3 , on a déterminé le volume de sable correspondant à ce surplus. Pour vérification, on a calculé aussi ce volume à partir du relevé du profil en travers sec. Le calcul du volume de sable par les deux méthodes donne le même résultat. Connaissant la surface de chaque couloir et la géométrie du remblai, on a déterminé la hauteur du sable à diminuer dans les couloirs 2, 3, 4 et 5 pour les essais suivants.

La hauteur de remblai adoptée pour les essais n° 4, 5, 6 et 7 est de 3 mètres au lieu de 5 mètres comme pour les essais précédents. En effet, un poinçonnement du sol s'est produit au cours de l'essai n° 3 : la charge apportée par le remblai de 5 m était trop importante par rapport à la cohésion du sol en place. Les hauteurs de sable à mettre en oeuvre dans les couloirs pour un remblai de 5 m sont proportionnelles à celles d'un remblai de 3 m.

Le tableau 3.2 regroupe les hauteurs de sable en millimètres dans chaque couloir pour les différents essais.

Tableau 3.2 : Hauteurs de sable en millimètres dans chaque couloir.

Essais	Hauteur du sable par couloir (mm)							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	130	100	100	100	130	100	100	130
2, 3	130	90	80	75	130	100	100	130
4, 5	71,4	47,4	41,4	38,4	71,4	53,4	53,4	71,4
6, 7	71,4	38,4	71,4	53,4	53,4	71,4		

3.2.2. Réalisation des essais

3.2.2.1. Préparation du sol de fondation

Le sol de fondation du modèle est reconstitué à partir de poudre de kaolin (argile "Speswhite" de Cambridge). Sa préparation comprend deux étapes, à savoir :

- 1 - le malaxage sous vide du mélange eau-kaolin ;
- 2 - la préconsolidation mécanique de la boue argileuse issue du malaxage.

a - Malaxage

Le volume du massif du modèle est fixé par les dimensions internes du conteneur, soit $0,80 \times 1,20 \times 0,36 = 0,345 \text{ m}^3$. Ce dernier sera embarqué ultérieurement sur la nacelle de la centrifugeuse. Aussi, compte tenu de la capacité maximale de $0,150 \text{ m}^3$ du malaxeur, deux préparations sont nécessaires pour la constitution du massif. Chacune des couches d'argile est consolidée sitôt la fin de la préparation, selon le mode opératoire décrit ci-après.

La durée du malaxage est de l'ordre de 3 heures, afin d'obtenir un matériau homogène, suffisamment malléable pour faciliter la mise en oeuvre dans le conteneur (Figure 3.8).

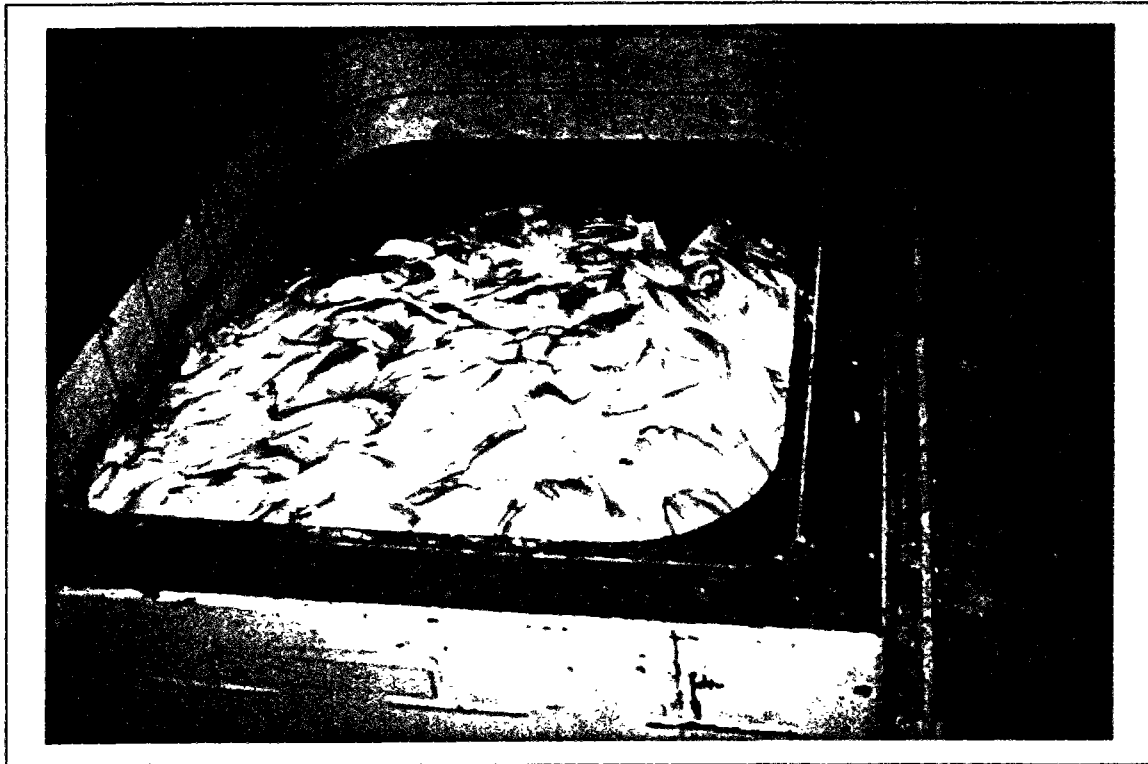


Figure 3.8 : Mise en oeuvre de l'argile dans le conteneur.

Avant le remplissage du conteneur, l'opérateur dispose une couche de sable de Loire au fond du conteneur sur une épaisseur de 130 mm, entre deux nappes de géotextiles dont les fonctions respectives seront précisées plus loin.

b - Consolidation

Il n'a pas été envisagé de procéder à la consolidation du massif argileux sous poids propre par centrifugation. En effet, même sous une accélération de 70 g, on estime la durée de consolidation de cette argile, dont le coefficient de consolidation est voisin de $3 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, à 18 heures pour un modèle de 15 cm d'épaisseur et un degré de consolidation fixé à 90 %. En outre le massif d'argile serait alors normalement consolidé et sa cohésion non drainée (que l'on peut évaluer par $c_u \approx 0,19 \sigma'_v$, d'après la relation (3.3) présentée plus loin) serait très insuffisante pour supporter les remblais prévus. Il faut donc recourir à la préconsolidation en laboratoire, dans le conteneur même pour éliminer les risques de remaniement.

Il existe deux types de consolidation : l'une, mécanique, consolide le sol de façon uniforme ; l'autre, hydraulique, permet de créer un gradient de pression de préconsolidation avec la profondeur. Celle-ci est basée sur le principe de la méthode du gradient hydraulique (Zelikson, 1967). Elle consiste à accroître artificiellement les forces de masse appliquées au squelette du sol en se servant des forces hydrauliques d'un écoulement contrôlé. La consolidation hydraulique comprend une phase mécanique (1^{ère} étape), permettant de resserrer le matériau avant l'application de la pression d'eau u qui peut atteindre une valeur de 1500 kPa à la base du massif avec le bâti du LCPC (Figures 3.9 et 3.10). La figure 3.11 montre un exemple illustrant cette méthode.

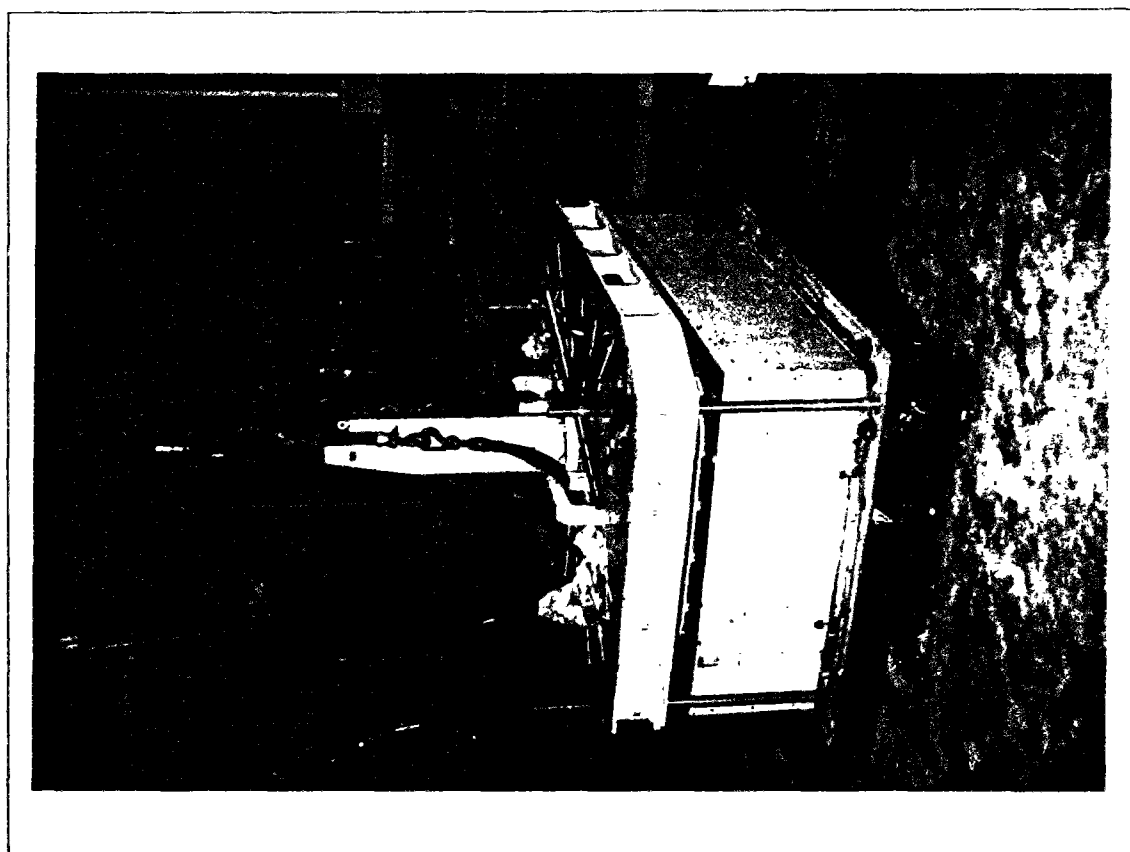


Figure 3.9 : Bâti de consolidation du LCPC

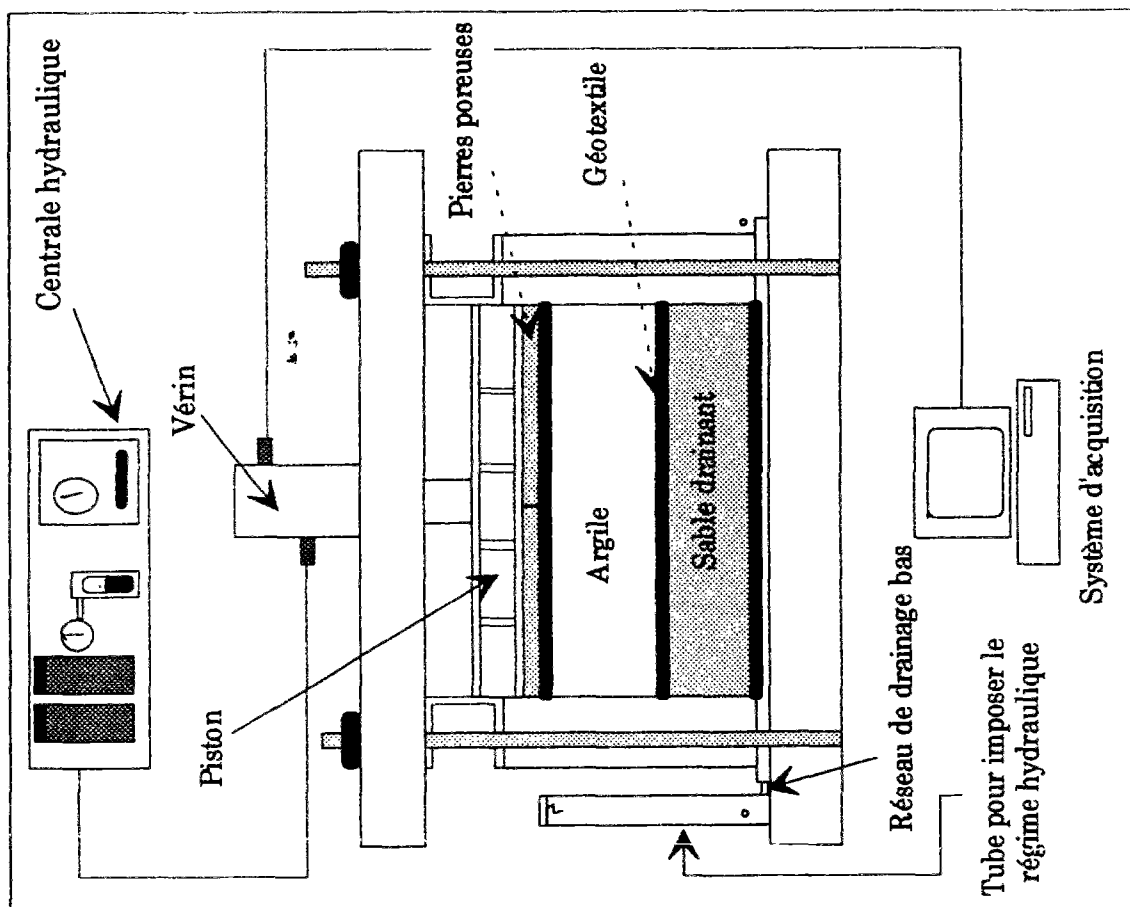


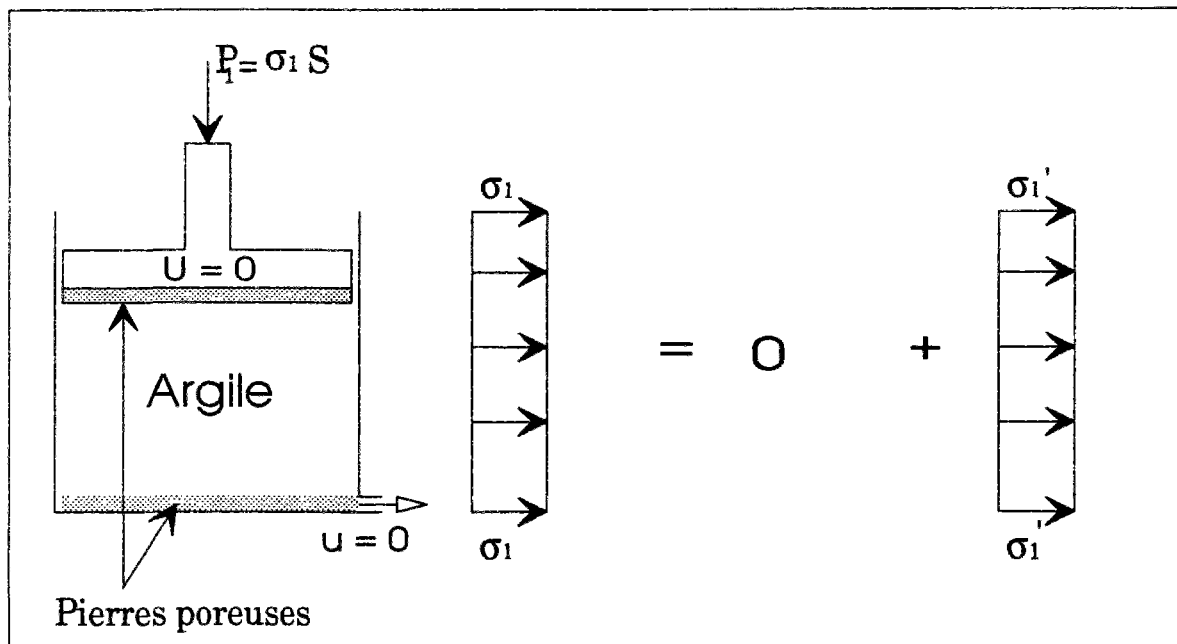
Figure 3.10 : Coupe du bâti de consolidation.

1^{ère} étape : partie mécanique, consolidation sous σ_1

Contrainte totale

Pression interstitielle

Contrainte effective



2^{ème} étape : déchargement partielle : $P_2 = \alpha P_1$

3^{ème} étape : partie hydraulique, consolidation hydraulique en régime permanent

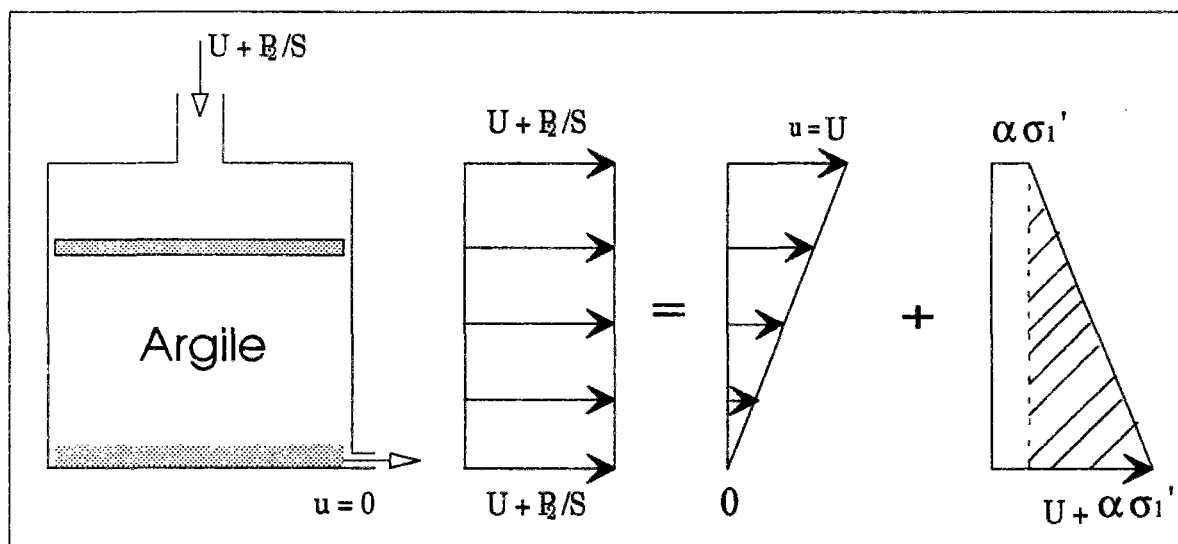


Figure 3.11 : Schéma de principe de la consolidation hydraulique à 1 g.

Sur ces schémas, on néglige la contrainte effective due au poids propre du sol, car l'épaisseur est faible et la contrainte de préconsolidation importante.

On notera que la contrainte effective finale en surface $\alpha\sigma_1'$ est plus faible que celle apportée lors de la consolidation mécanique σ_1' . Cette diminution des contraintes effectives peut être attribuée au relâchement des grains lors de la circulation de l'eau dans le massif de sol.

La méthode hydraulique s'avère plus proche de la réalité, mais pose quelques problèmes de mise en oeuvre : contrôle de la contrainte appliquée seulement au sommet et à la base, risque de concentration des gradients hydrauliques, et donc de la consolidation, au voisinage de la base. D'autre part, le risque de fissuration profonde dans le massif n'est pas négligeable lors de la libération de la contrainte hydraulique.

La préconsolidation à 1 g, qu'elle soit mécanique ou hydraulique, est suivie d'une phase de consolidation en cours de rotation, où le sol est soumis à son poids propre. La figure 3.12 résume de façon schématique le principe de la consolidation du modèle sous accélération centrifuge.

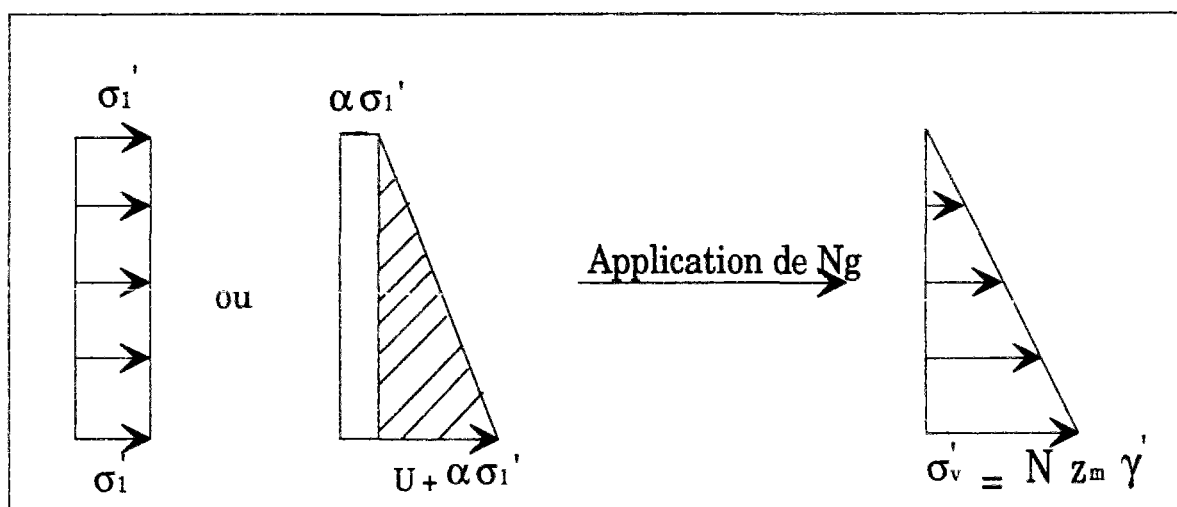


Figure 3.12 : Consolidation sous accélération centrifuge.

La consolidation initiale à 1g de nos massifs d'argile est de type mécanique. Les paliers de chargement sont appliqués au massif par l'intermédiaire d'un piston, chargé au moyen d'un vérin de 200 kN de capacité pour 40 cm de course admissible. La durée totale de la consolidation des trois couches d'argile est de quatre semaines. Le tableau 3.3 montre les paliers de chargement en fonction du temps.

Le massif est ainsi monté en trois couches successives, entre lesquelles des sondes de pression interstitielle sont introduites et une poudre de pigmentation est mise en place sous forme de traceurs, permettant d'observer les déformées de façon qualitative (Figure 3.13). Cette observation est faite à posteriori après centrifugation par découpage du massif d'argile.

Afin de respecter l'épaisseur d'argile assignée au modèle, il importe de compenser le tassement inhérent à la préconsolidation par une surépaisseur initiale, qui est calculée comme suit. A partir de la relation reliant la variation d'indice des vides et celle des hauteurs, on a :

$$h_0 = h \frac{1 + e_0}{1 + e} \quad (3.1.)$$

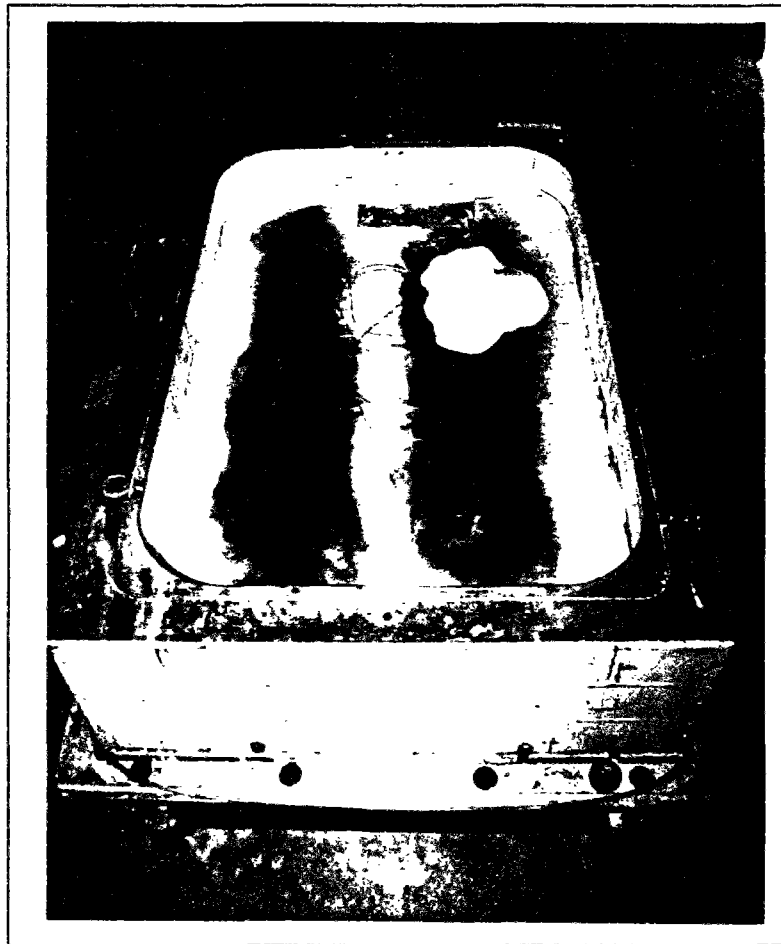


Figure 3.13 : Mise en place d'une couche colorée à la fin de la consolidation.

avec h : épaisseur finale
 h_0 : épaisseur initiale
 e : indice des vides final
 e_0 : indice des vides initial

Par suite lorsque le sol est saturé, l'indice des vides est relié à la teneur en eau par l'expression :

$$e_0 = W_0 \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

de même

$$e = W \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

avec w : teneur en eau finale
 w_0 : teneur en eau initiale
 γ_s : poids volumique des particules solides (de l'ordre de 27 kN/m³)
 γ_w : poids volumique de l'eau (10 kN/m³).

En introduisant les expressions e et e_0 dans l'expression de h_0 , il vient :

$$h_0 = h \frac{\gamma_w + w_0 \gamma_s}{\gamma_w + w \gamma_s} \quad (3.2.)$$

h étant fixée et w_0 connue par un essai d'identification préalable, w est appréciée par comparaison avec d'autres essais réalisés antérieurement sur des éprouvettes préconsolidées sous des charges voisines. L'expérience montre que la teneur en eau est de l'ordre de 50 %.

Le drainage s'effectue par les faces inférieure et supérieure du massif argileux, au travers des pierres poreuses par le haut, et de la couche de sable de Loire par le bas. Aux interfaces sont disposées des nappes de géotextile anticontaminantes et drainantes. Le fond du conteneur (en dessous du sable de Loire) est également tapissé d'une nappe pour éviter une éventuelle obstruction des canaux drainants. L'épaisseur de la couche de sable de Loire permet d'ajuster celle souhaitée pour l'argile. Un tube extérieur permet de suivre l'évolution du niveau de la nappe à l'intérieur du modèle (Figure 3.10).

La préconsolidation suit le principe de l'essai oedométrique ; des chargements croissants sont appliqués par paliers jusqu'à l'obtention de la contrainte de préconsolidation prédéfinie. Au début du processus, la fluidité trop importante du matériau impose des faibles niveaux de chargements (tableau 3.3). Les paliers de chargement de la consolidation à 1 g pour les autres essais sont regroupés dans des tableaux présentés dans l'annexe III-B.

Tableau 3.3 : Paliers de chargement de la consolidation à 1g (conteneur n° 5).

Couche n°	Palier n°	Début (1993)	Fin (1993)	σ'_p (kPa)	h_i (mm)	h_r (mm)
1	1	05/10	06/10	1,97	113	104
	2	06/10	07/10	5,4	104	96
	3	07/10	08/10	11,8	96	92
	4	08/10	11/10	40,59	92	81
	5	11/10	12/10	97,42	81	75
	6	12/10	15/10	243,55	75	70
2	1	15/10	18/10	3,32	153	141
	2	18/10	19/10	11,8	141	136
	3	19/10	20/10	32,47	136	125
	4	20/10	21/10	84,43	125	119
	5	21/10	22/10	227	119	116
3	1	22/10	25/10	3,32	194	180
	2	25/10	26/10	11,8	180	175
	3	26/10	26/10	32,47	175	174
	4	26/10	27/10	73,06	174	164
	5	27/10	28/10	227,31	164	157
	6	28/10	29/10	324,73	157	154
		29/10	02/11	324,73	154	154

Le paragraphe suivant a pour objet de déterminer la contrainte de préconsolidation σ'_p à appliquer au massif.

Des essais réalisés au LCPC sur l'argile Speswite dans le cadre d'essais sur des ancrages par succion (contrat Exxon) ont permis d'établir une relation entre la cohésion non drainée c_u , la contrainte effective σ'_v et le rapport de surconsolidation R_{oc} (rapport de σ'_p sur σ'_{vo}) de la forme :

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,19 (R_{oc})^{0,67} \quad (3.3.)$$

la valeur de la contrainte de consolidation à appliquer, égale à la pression de préconsolidation σ'_p souhaitée, se calcule comme suit :

$$\sigma = \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{1/0,67} \left(\frac{\sigma'_v}{(0,19)^{1/0,67}} \right) \quad (3.4.)$$

Par ailleurs, en assimilant le remblai à une semelle filante de fondation, la théorie de la plasticité établit la relation à la rupture pour un sol purement cohérent entre c_u et la charge appliquée à la semelle fictive, soit :

$$q = (\pi + 2) c_u$$

avec $q = \gamma_r h_r$;
 h_r : hauteur de remblai ;
 γ_r : poids volumique du remblai.

Moyennant l'application d'un coefficient de sécurité F pour éviter le poinçonnement du sol de fondation, on peut calculer la valeur nécessaire pour assurer la stabilité du remblai, soit :

$$\bar{c}_u = \frac{\gamma_r h_r F}{(\pi + 2)}$$

Application numérique :

h_r (m)	γ_r (kN/m ³)	F	c_u calculée (kPa)
3	15,4	1,3	12
5			20

Tableau 3.4 : Contrainte de consolidation σ appliquée et cohésion mesurée dans chaque massif.

	Essais					
	2	3	4	5	6	7
σ (kPa) (1g)	105	105	325	325	243	243
c_u (kPa) (1g) $z = 65$ mm	5	10	10	19	19	20
c_u (kPa) (70g) $z = 85,7$ mm (6m)	12	14	15	18	15	14
	Pierres poreuses			Plaque unique		

Lors de la construction du massif n° 5, sous la même contrainte de consolidation que celle du massif n° 4, une cohésion non drainée a été mesurée dans l'argile nettement plus forte que dans le massif n° 4. Pour obtenir des résultats plus répétitifs, le système de chargement avec quatre pierres poreuses a été remplacé par une plaque unique : les cohésions mesurées dans les massifs 6 et 7 sont voisines (tableau 3.4).

3.2.2.2. Caractérisation de l'argile et du sable

Différents essais de caractérisation de l'argile et du sable ont été effectués pour déterminer les paramètres de compacité (poids volumique sec et humide, teneur en eau, indice des vides), de compressibilité (essai de compression à l'oedomètre), de fluage (essai de fluage), de perméabilité (essai de perméabilité) et les caractéristiques de résistance au cisaillement drainées et non drainées (essais triaxiaux). Les résultats des essais de compressibilité et de fluage sont détaillés dans l'annexe III-C.

a. - Argile

Des essais de caractérisation de l'argile Speswhite ont été réalisés au centre de Nantes du LCPC. Les principaux résultats sont récapitulés dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Caractéristiques de l'argile Speswhite reconstituée (Garnier, 1984).

γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	I_n	e	k (m/s)	c_v (m ² /s)
14 à 18	10 à 15	38 à 50	15 à 30	1 à 1,5	0,5 à 10.10 ⁻⁹	2 à 7.10 ⁻⁷

Une série d'essais de caractérisation de l'argile a été réalisée dans le cadre de cette étude, sur des échantillons prélevés juste après malaxage et dans les conteneurs après la centrifugation.

a.1. - Teneur en eau et poids volumique

La mesure de la teneur en eau avant l'essai se fait par prélèvement dans le malaxeur d'un échantillon de matériau (tableau 3.6). La moyenne de la teneur en eau de la boue argileuse sur les trois couches est de 92 %, une teneur en eau élevée facilite la mise en oeuvre de la boue.

Tableau 3.6 : Teneur en eau avant essai

Conteneur n°	Teneur en eau (%)		
	Couche n° 1	Couche n° 2	Couche n° 3
1	89,2	104,5	
2	90	76,5	
3	88,23	100	
4	82,75	99,8	88,64
5	100,29	107,55	117,39
6	83,84	85,11	80,20
7	88,23	95	85,18
Moyenne	88,16	96,06	92,85

A la fin de l'essai, un prélèvement par carottage ($\varnothing = 10$ cm) sur la hauteur du massif d'argile nous renseigne sur le profil de la teneur en eau en fonction de la profondeur.

La figure 3.14 regroupe les profils de teneur en eau pour chaque massif de sol en fonction de la profondeur dans le modèle. La moyenne des valeurs de la teneur en eau sur la hauteur du modèle pour chaque essai est récapitulée dans le tableau 3.7. La teneur en eau moyenne sur l'ensemble des essais est de 47 %, à l'exception de l'essai n° 2.

Tableau 3.7 : Teneur eau moyenne finale de chaque massif.

	Essais					
	2	3	4	5	6	7
w_{moy} (%)	67,3	50,02	46,48	47	46,12	47,3

La plus forte teneur en eau de l'argile dans l'essai 2 par rapport aux autres essais peut être expliquée par une rupture provoquée par la remontée en surface, sous la pression de l'eau, du bloc de klégécel qui a été mis à la place de l'argile enlevée à la fin de la consolidation sous 1 g pour dégager le coffret servant à la connection des sondes de pressions interstitielles (Le klégécel est un matériau léger de masse volumique 54 kg/m³). L'échantillon prélevé au sein du massif d'argile à la fin de l'essai, pour la mesure de la teneur en eau, était altéré par la présence toute proche de ce coffret et du bloc de klégécel.

En supposant le sol saturé et la densité des particules solides égale à 2,7, on peut déduire comme suit les profils d'indice des vides et de poids volumique (Figure 3.15) de celui de la teneur en eau :

indice des vides

$$e = 2,7 w$$

poids volumique

$$\gamma_h = \left(\frac{1+w}{1+2,7 w} \right) 2,7 \gamma_w$$

Sur l'ensemble des essais, la valeur moyenne du poids volumique est égale à 17,46 kN/m³, sauf pour l'essai n° 2 (16 kN/m³), pour la raison exposée ci-dessus.

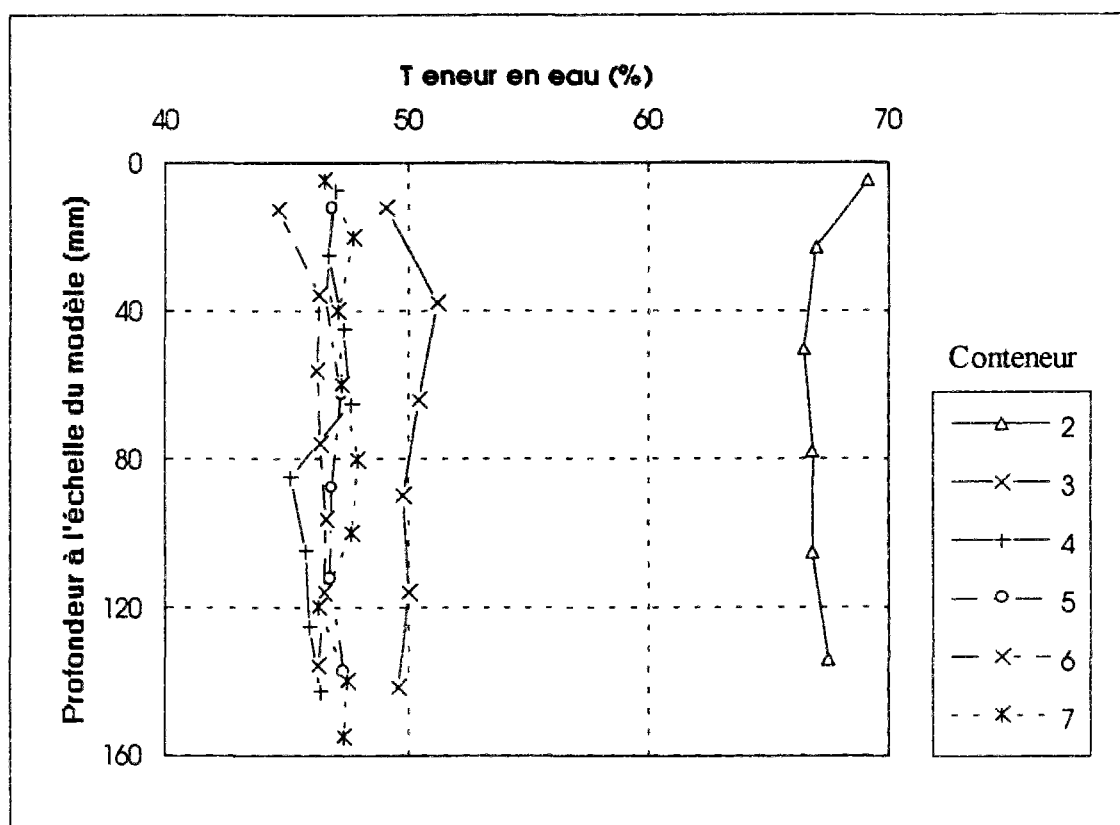


Figure 3.14 : Profil de teneur en eau après essai

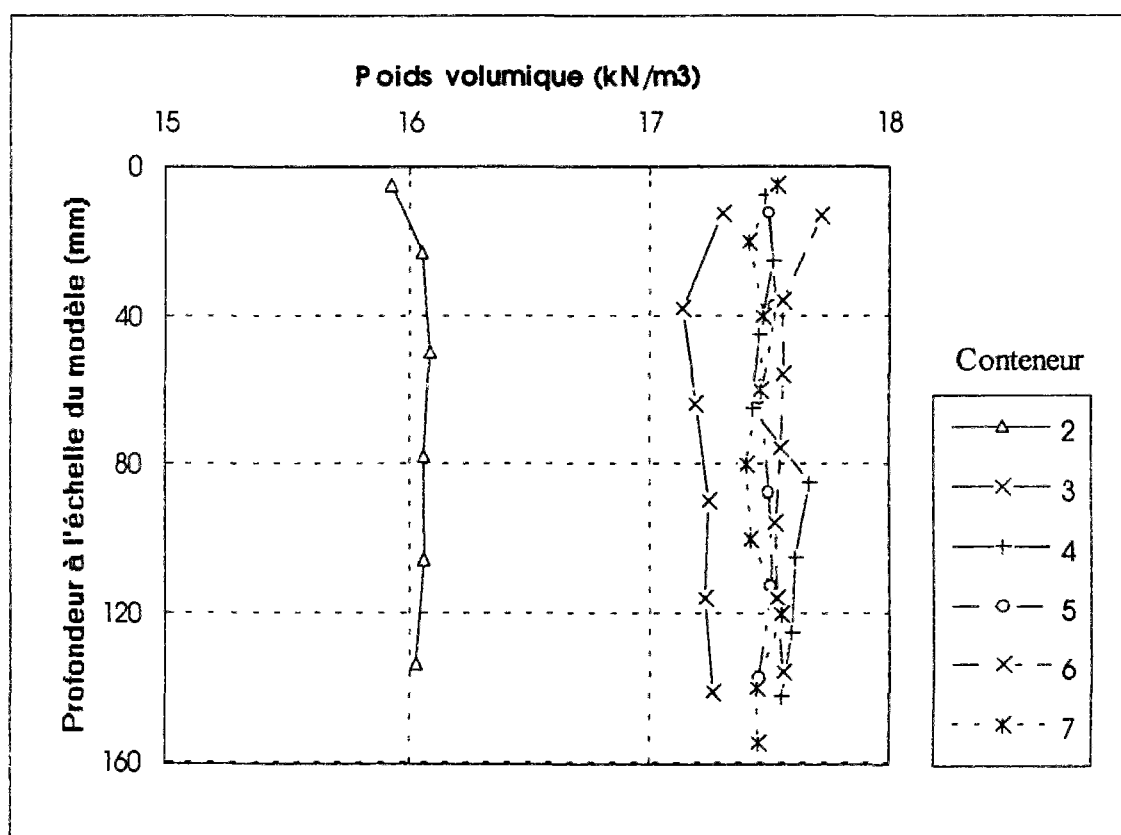


Figure 3.15 : Profil du poids volumique.

a.2. - Essais pénétrométriques

Des essais pénétrométriques sont réalisés en cours de rotation, avec le matériel présenté sur la figure 3.16, pour caractériser le sol de fondation à différentes phases d'avancement de l'essai :

- après la construction du remblai principal (environ 4 heures de rotation) ;
- avant la construction du remblai adjacent (environ 8 heures de rotation) ;
- après 2 heures de rotation du remblai adjacent ;
- à la fin de l'essai.

Le pénétromètre utilisé est un pénétromètre statique comportant une pointe de 12 mm de diamètre, dont la tige est équipée d'un capteur de 250 daN (Garnier et Cottineau, 1988). La vitesse d'enfoncement est de 4,5 mm/s à l'échelle du modèle. Un capteur à jauges de même diamètre, placé à la base de la tige, derrière le cône, permet de mesurer directement l'effort de pointe q_c . Pour les matériaux argileux, la résistance en pointe q_c est reliée à la résistance au cisaillement non drainée c_u par l'équation :

$$q_c = N_k \cdot c_u + \sigma_{v0}$$

avec :

σ_{v0} : contrainte verticale totale

N_k : facteur dépendant des appareils utilisés pour mesurer la résistance en pointe et la résistance au cisaillement.

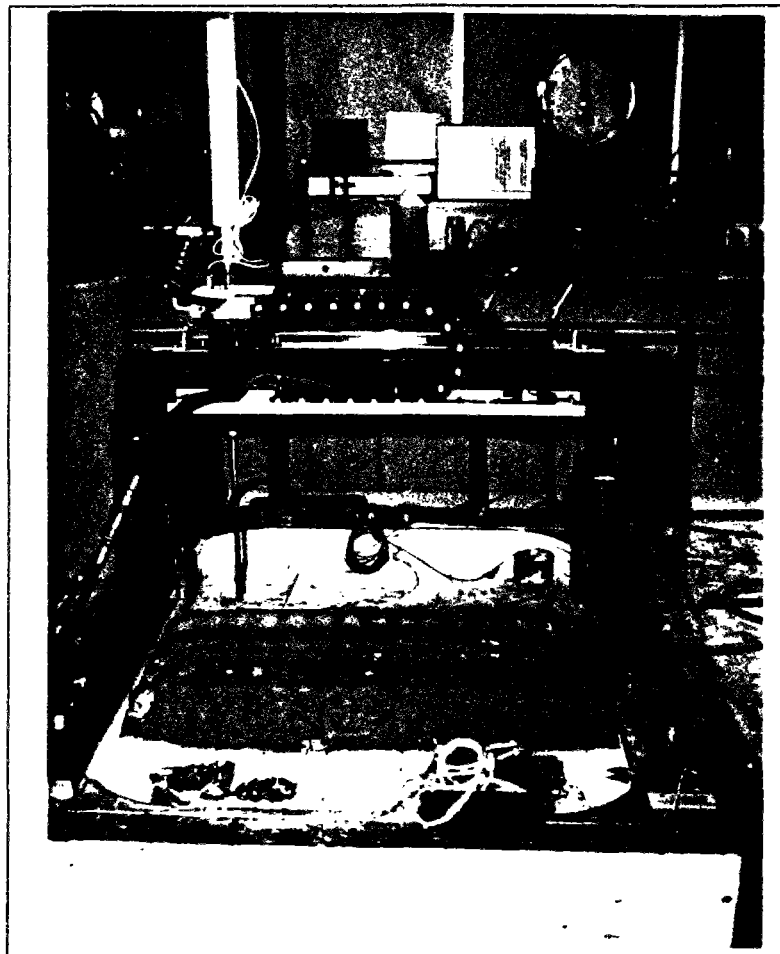


Figure 3.16 : Vue d'ensemble du modèle avec le mini-pénétromètre statique.

Les nombreux essais réalisés au LCPC avec ce mini-pénétromètre et un mini-scissomètre pour la détermination des propriétés de l'argile "Speswhite" sous 1g et Ng ont permis d'établir entre la résistance de pointe et la cohésion non drainée une relation de la forme :

$$q_c = 18,5 c_u \quad (3.5.)$$

La figure 3.17 présente le fuseau des profils pénétrométriques obtenus à la fin de la consolidation des sept massifs argileux. La résistance en pointe q_c (kPa) y est exprimée en fonction de la profondeur à l'échelle du modèle.

Les fuseaux des profils pénétrométriques obtenus à la fin de la consolidation du remblai principal et à la fin de la consolidation du remblai adjacent sont regroupés dans l'annexe III-C. Les résistances de pointe q_c (kPa) sont exprimées en fonction de la profondeur à l'échelle du prototype Z_{pc} (m), corrigée pour tenir compte du gradient d'accélération : en effet, l'accélération imposée au modèle vaut 70 g au niveau de la surface du massif d'argile mais la pesanteur artificielle induite dans le modèle varie d'un point à l'autre selon la distance à l'axe de rotation. Le facteur d'échelle N a été multiplié par $\left[1 + \left(\frac{Z_m}{2R_s}\right)\right]$, pour tenir compte de ce phénomène et la profondeur prototype est donc calculée comme suit :

$$Z_{pc} = N \left[1 + \left(\frac{Z_m}{2R_s} \right) \right] Z_m$$

avec :

N : niveau d'accélération en g (70).

Z_m : profondeur dans le modèle par rapport à la surface libre du massif d'argile.

R_s : rayon pour lequel N est effectivement égal à 70.

Si l'on considère que le champ d'accélération est le même sur toute l'épaisseur h du massif d'argile, l'erreur est voisine de 1,5 % en bas du massif ($\Delta N/N \cong h/2R_s$) (tableau 3.8).

Tableau 3.8 : Variation du champ d'accélération centrifuge sur l'épaisseur du modèle.

	Essais						
	1	2	3	4	5	6	7
h (m)	0,154	0,156	0,163	0,148	0,154	0,157	0,167
R_s (m)	5,193	5,196	5,184	5,199	5,193	5,190	5,180
$\Delta N/N$ (%)	1,48	1,50	1,57	1,42	1,48	1,51	1,61

D'après la corrélation (5), les valeurs mesurées de q_c (Figure 3.17) montrent que la valeur de c_u (Figure 3.18.a) est comprise entre 3 et 6 kPa en tête et entre 20 et 27 kPa à la base du massif, avec deux distributions linéaires extrêmes d'équations :

$$c_{u_{min}} = 0,10z + 3$$

$$c_{u_{max}} = 0,14z + 6$$

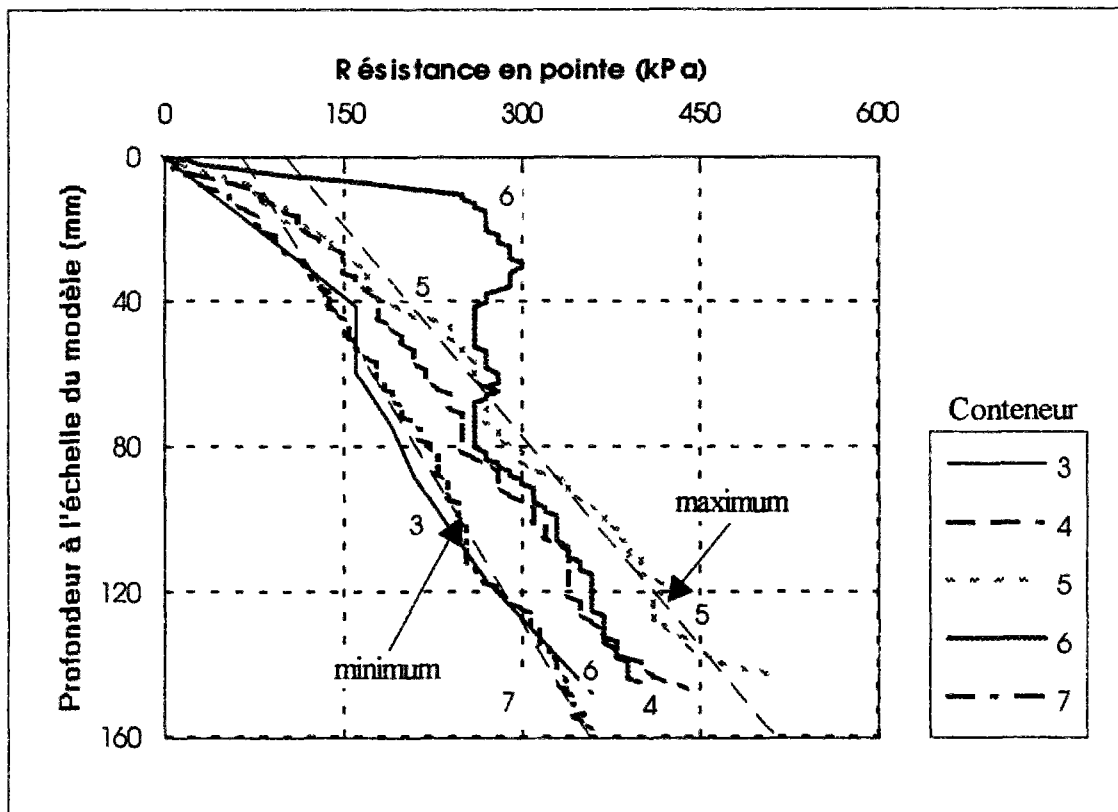


Figure 3.17 : Profil pénétrométrique à la fin de la consolidation du massif d'argile et enveloppes des valeurs de q_c

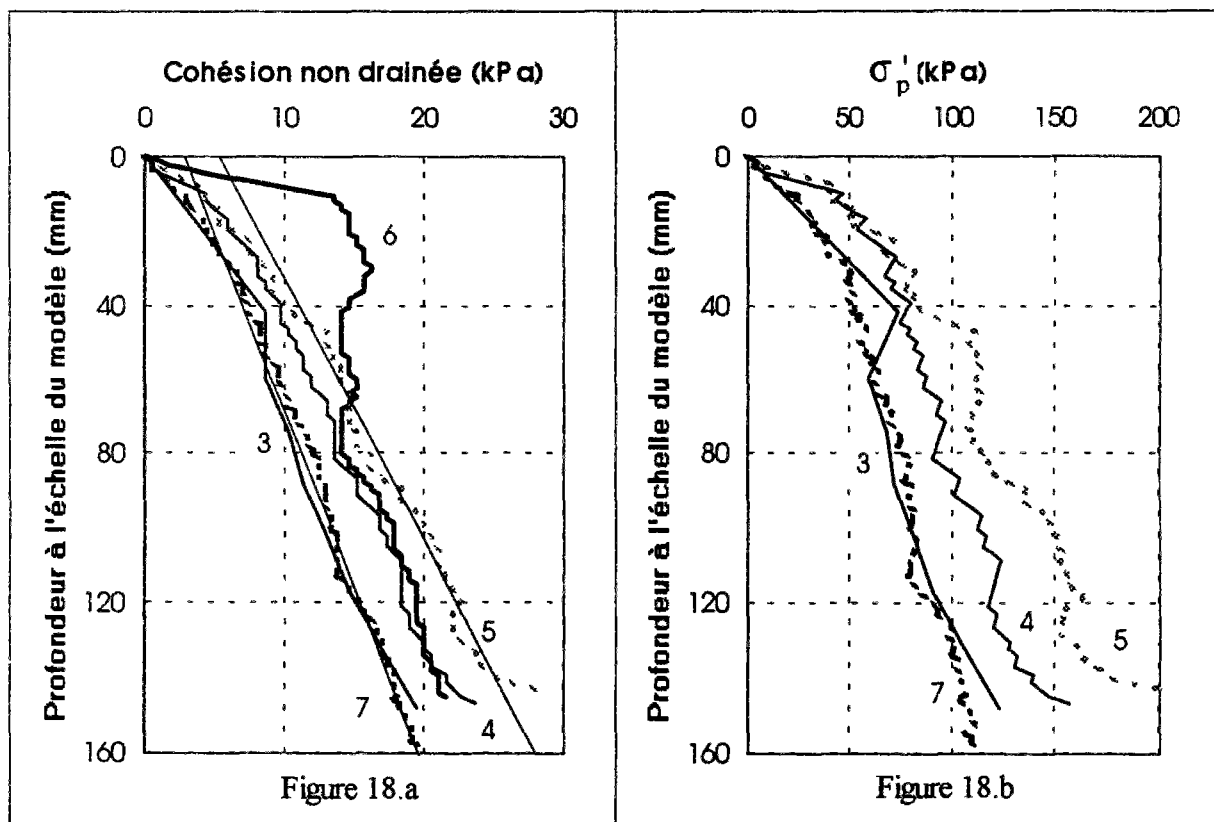


Figure 3.18 : Variations de la cohésion et de la pression de préconsolidation en fonction de la profondeur.

En utilisant d'une part la corrélation existant entre la résistance de pointe et la cohésion non drainée et d'autre part la relation entre la cohésion non drainée et la pression de préconsolidation, on peut calculer la distribution des valeurs de la pression de préconsolidation en fonction de la profondeur à la fin de la consolidation du sol de fondation sous l'accélération centrifuge (Figure 3.18.b). Les distributions des valeurs de la pression de préconsolidation en fonction de la profondeur à la fin de la consolidation du remblai principal et du remblai adjacent sont présentées dans l'annexe III-C. On observe que l'argile n'a conservé la mémoire que d'une partie de la pression appliquée lors de la fabrication du massif sous gravité terrestre (Tableau 3.4).

Le massif n° 6 n'a pas été représenté sur la figure 3.18.b à cause de la présence d'une couche plus résistante en surface.

a.3. - Caractéristiques de compressibilité et de consolidation

Les caractéristiques de compressibilité (pression de préconsolidation σ_p' , indice de compression C_c et indice de gonflement C_s) sont obtenues classiquement à partir d'essais oedométriques à chargement par paliers. Ces paramètres peuvent être déterminés graphiquement sur la courbe de compressibilité (e , $\lg \sigma_v'$), selon la méthode proposée par Casagrande (1936).

Les caractéristiques de consolidation sont déterminées pour chaque palier de chargement, en analysant l'évolution du tassement en fonction du temps (courbe de consolidation). La méthode utilisée dans notre étude est celle de Taylor, qui exploite l'évolution du tassement en fonction de la racine carrée du temps (\sqrt{t} , Δh) (Méthode d'essai LPC, n° 13, 1985). Les courbes de consolidation (\sqrt{t} , Δh) sont présentées dans l'annexe III-C.

Trois essais de compressibilité ont été effectués dans un oedomètre à chargement pneumatique sur des échantillons issus des conteneurs des essais 4 et 5 après centrifugation (Figure 3.19) : les éprouvettes ont été prélevées à 57 mm (4 m) dans le conteneur 4 et à 72 mm (5 m) et 100 mm (7 m) dans le conteneur 5, respectivement. Les résultats des essais sont regroupés dans les tableaux 3.9 et 3.10.

Tableau 3.9 : Caractéristiques déduites des essais (après centrifugation).

Essais	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	C_s	C_c	e_o	σ_p' (kPa)
41	17,54	12,01	46	0,099	0,42	1,304	150
51	17,5	11,67	50	0,096	0,58	1,314	185
52	17,5	12,5	40	0,106	0,5	1,331	175

**Tableau 3.10 : Coefficients de consolidation et de perméabilité déduits des essais
(en fin de centrifugation).**

		Paliers de chargement (kPa)						
		50	100	200	400	600	800	1100
Essai 41	c_v ($\times 10^{-7}$ m ² /s)	1,73	1,34	3,39	4,42	3,86	4,91	6,23
	k_v ($\times 10^{-10}$ m/s)	11,9	6,79	11,5	9,88	4,51	4,96	5,35
Essai 51	c_v ($\times 10^{-7}$ m ² /s)	1,44	2,29	3,79	4,26	3,42	5,47	4,53
	k_v ($\times 10^{-10}$ m/s)	10,6	12,4	19,8	8,62	4,28	6,26	9,21
Essai 52	c_v ($\times 10^{-7}$ m ² /s)	1,19	1,52	3,15	2,47	3,14	2,87	3,43
	k_v ($\times 10^{-10}$ m/s)	10,3	8,35	15,1	4,33	3,72	3,39	5,49

Les caractéristiques de compressibilité et de consolidation retenues pour les calculs manuels et numériques ont été déterminées en faisant la moyenne des valeurs mesurées. Le tableau 3.11 regroupe les valeurs retenues.

Tableau 3.11 : Caractéristiques de compressibilité retenues.

Indice de gonflement	C_s	0,1
Indice de compression	C_c	0,5
Indice des vides initial	e_0	1,316
Pression de préconsolidation	σ'_p (kPa)	170
Coefficient de consolidation	c_v (m ² /s)	$1,5 \cdot 10^{-7}$
Coefficient de perméabilité	k_v (m/s)	$8,4 \cdot 10^{-10}$

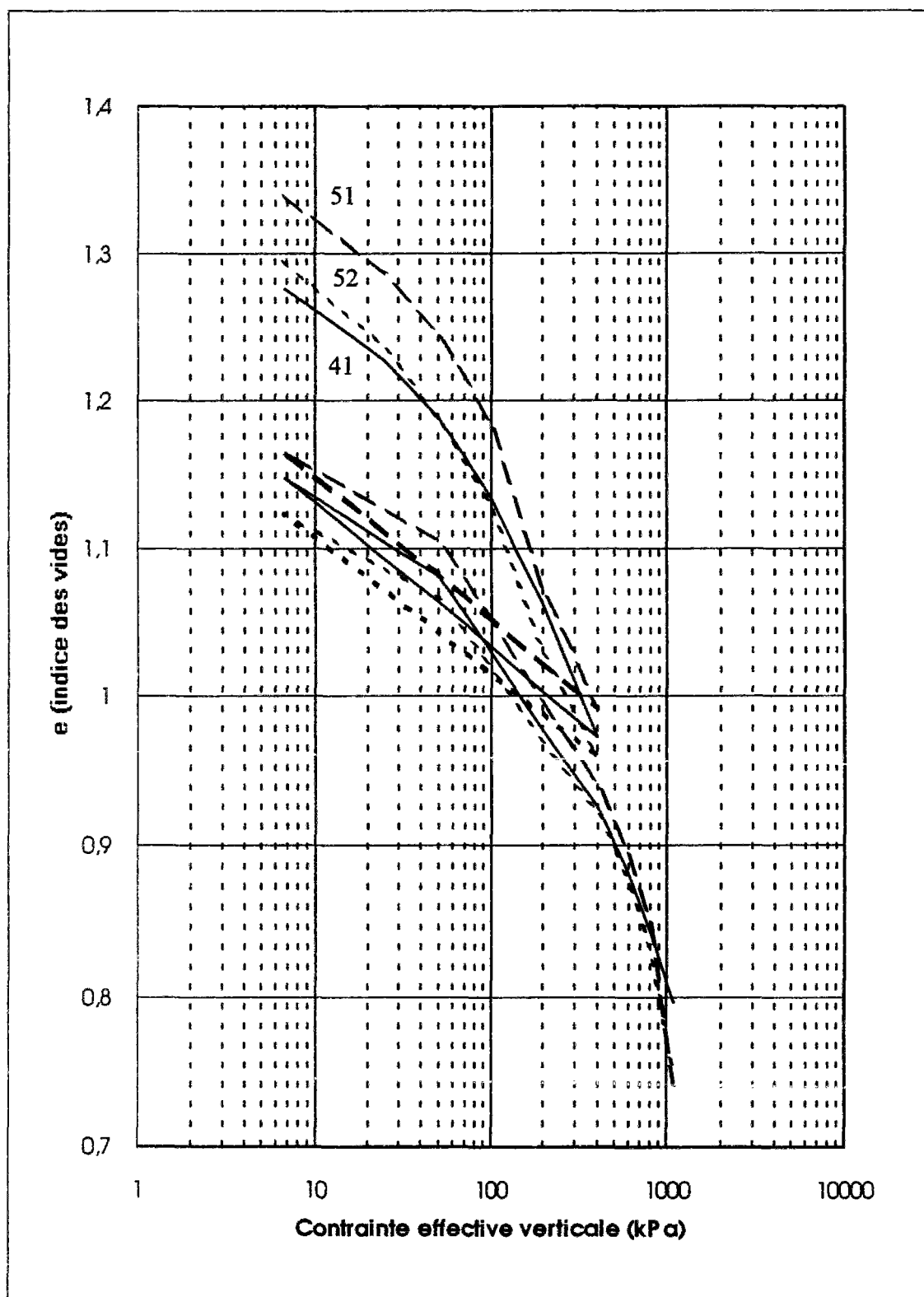


Figure 3.19 : Essais oedométriques 41, 51 et 52 réalisés sur des éprouvettes prélevées après la fin de la centrifugation.

a.4. - Caractéristiques de fluage

Deux essais de fluage à l'oedomètre ont été réalisés après centrifugation sur l'argile du conteneur de l'essai 5. Ces essais 51f et 52f correspondent respectivement à des profondeurs de 52,43 mm (3,67 m) et 66,43 mm (4,65 m). Les courbes de tassement (Δh , lg t), représentant les variations de l'épaisseur des éprouvettes en fonction du logarithme du temps, sont présentées dans l'annexe III-C. Les caractéristiques de fluage sont récapitulées dans le tableau 3.12, où C_α est le taux de compression secondaire et $C_{\alpha e}$ l'indice de fluage, lié au précédent par la relation :

$$C_{\alpha e} = (1 + e_0) C_\alpha$$

Tableau 3.12 : Caractéristiques de fluage de l'argile après centrifugation.

Essai	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	charge (kPa)	C_α	$C_{\alpha e}$
51f	17,54 ⁽¹⁾	12,18 ⁽²⁾	44	22	0,00079	0,0018
				68	0,0011	0,0025
				150	0,0013	0,0030
52f	17,54 ⁽¹⁾	12,01 ⁽²⁾	46	22	0,0011	0,0025
				68	0,001	0,0023
				150	0,0012	0,0028
(1) valeurs estimées ; (2) valeurs déduites de γ et w						

La valeur du coefficient de fluage retenue est la plus grande valeur sur tous les essais, soit 0,0030.

a.5. - Caractéristiques de perméabilité

Quatre essais de perméabilité à charge constante ont été réalisés sur des carottes prélevées dans le massif d'argile de l'essai 5, après l'essai de centrifugation. Après consolidation sous la contrainte σ'_3 indiquée dans le tableau 3.ci-dessous dans l'appareil triaxial, une contre-pression est appliquée au fluide interstitiel. Puis, on mesure le débit sous des charges de 1 et 2 mètres d'eau. Les conditions d'essai et les valeurs de la perméabilité obtenues sont regroupées dans le tableau 3.13.

Tableau 3.13 : Conditions et résultats des essais de perméabilité (éprouvette issue du conteneur).

σ'_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)	Perméabilité k (m/s)
100	200	200	3,0. 10 ⁻¹⁰
100	200	100	1,5. 10 ⁻¹⁰
150	200	200	3,5. 10 ⁻¹⁰
200	200	200	4,0. 10 ⁻¹⁰

Trois autres essais de perméabilité ont été réalisés sur une deuxième éprouvette de kaolin reconstituée en laboratoire sous une contrainte de 150 kPa. Les conditions et les résultats de ces essais sont regroupés dans le tableau 3.14.

Tableau 3.14 : Conditions d'essai et résultats (éprouvette reconstituée).

σ_3' (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)	Perméabilité k (m/s)
50	200	200	$7,0 \cdot 10^{-10}$
100	200	200	$6,3 \cdot 10^{-10}$
150	200	200	$5,9 \cdot 10^{-10}$

Les résultats détaillés de ces essais de perméabilité sont présentés en annexe III-C.

a.6. - Caractéristiques non drainées

Les caractéristiques de résistance au cisaillement sont déterminées à partir d'essais de compression à l'appareil triaxial. On a réalisé deux essais de cisaillement CU. Les caractéristiques des éprouvettes et les principaux résultats sont regroupés dans le tableau 3.15. L'éprouvette 1 est issue du conteneur 5 à la fin de l'essai en centrifugeuse et l'éprouvette 2 est reconstituée en laboratoire. Elle a été consolidée sous une contrainte σ_3' de 150 kPa. Les éprouvettes ont été chargées à la vitesse de 0,2 mm / min, avec contre-pression.

Tableau 3.15 : Caractéristiques de cisaillement non drainées.

		Eprouvette 1 issue du conteneur 5	Eprouvette 2 reconstituée
Poids volumique	γ (kN/m ³)	16,12	17,04
Poids volumique sec	γ_d (kN/m ³)	11,65	11,5
Teneur en eau	w (%)	38,38	48,2
Contrainte de consolidation	σ_3' (kPa)	200	200
Déviateur à la rupture	$\sigma_a - \sigma_r$ (kPa)	113	78
Module d'élasticité	E_u (MPa)	15	8

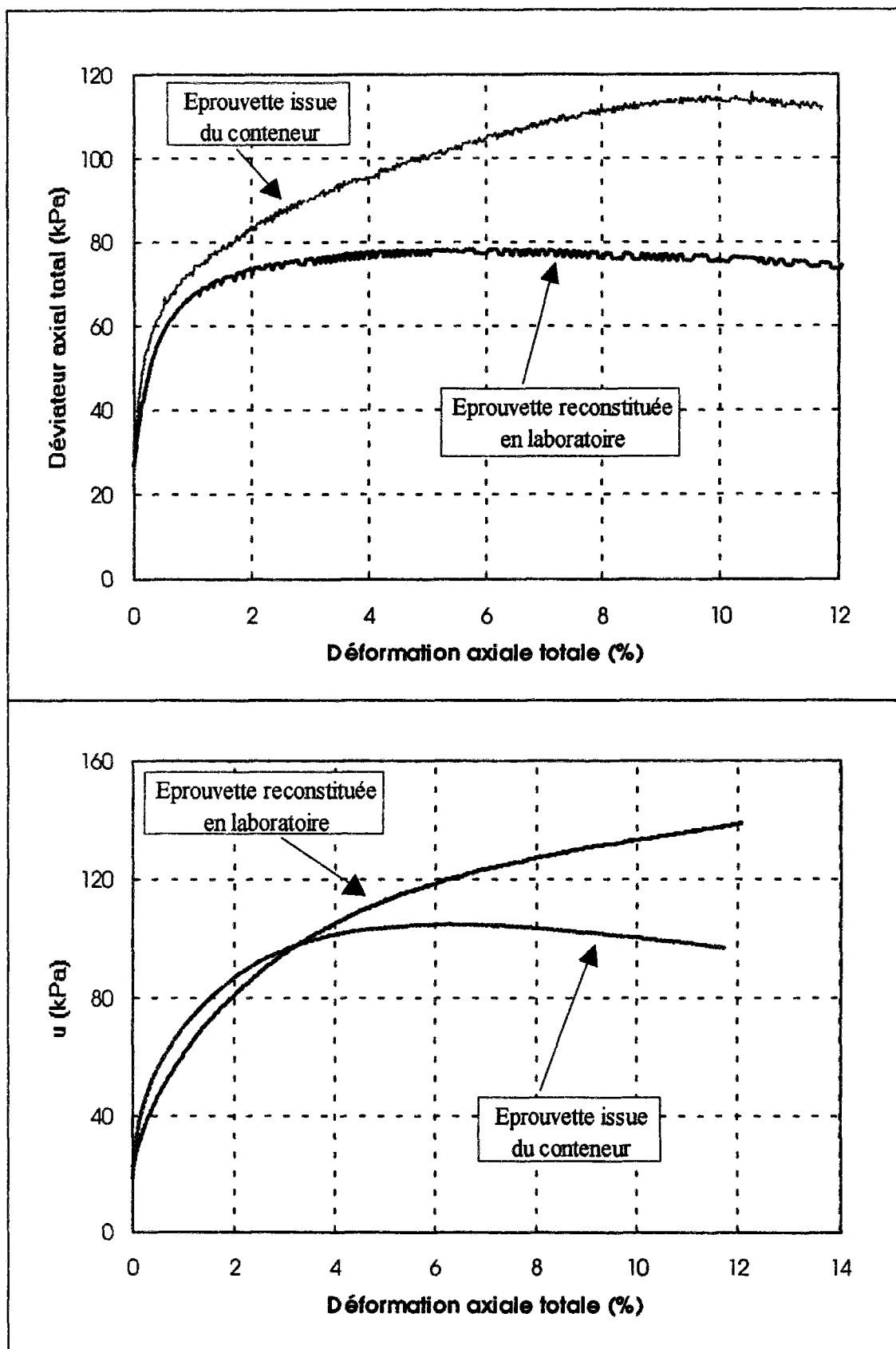


Figure 3.20 : Résultats des essais de cisaillement consolidés non drainés sur les échantillons : prélevée dans le conteneur 5 et reconstituée.

La figure 3.20 regroupe la courbe de variation du déviateur des contraintes appliqué à chaque éprouvette en fonction de la déformation axiale et la courbe de variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. Comme on ne dispose pas de plusieurs éprouvettes pour chaque matériau (argile centrifugée et argile reconstituée), il est impossible d'estimer c' et ϕ' . Néanmoins, nous avons estimé une valeur de ϕ' dans l'hypothèse où c' est égal à zéro pour pouvoir ultérieurement évaluer la valeur de K_0 . On obtient un angle de frottement d'environ 21° et 19° , respectivement pour l'éprouvette issue du conteneur et pour l'éprouvette reconstituée. Les détails de ces essais sont présentés dans l'annexe III-C.

En résumé, les caractéristiques de l'argile "Speswhite" qui seront utilisées dans les calculs numériques sont regroupées dans le tableau 3.16.

Tableau 3.16 : Caractéristiques de l'argile "Speswhite" pour les calculs.

Teneur en eau	w (%)	47
Poids volumique	γ (kN/m ³)	17,46
Indice de gonflement	C_s	0,1
Indice de compression	C_c	0,5
Indice des vides initial	e_0	1,316
Pression de préconsolidation	σ'_p (kPa)	170
Coefficient de consolidation	c_v (m ² /s)	$1,5 \cdot 10^{-7}$
Coefficient de perméabilité	k_v (m/s)	$8,4 \cdot 10^{-10}$
Coefficient de fluage	$C_{\alpha e}$	0,003
Cohésion effective	c' (kPa)	0
Angle de frottement	ϕ' (degrés)	21

b - Remblai de sable

b1. - Poids volumique

Le remblai est constitué de sable de Fontainebleau. C'est un matériau fin siliceux, purement frottant, dont 90 % des éléments sont de dimensions inférieures à 300 μm (Figure 3.21).

L'étude sur modèles réduits centrifugés entraîne l'obligation d'utiliser des sables où la taille des grains est négligeable devant les dimensions du modèle. Le sable de Fontainebleau répond bien à ce critère.

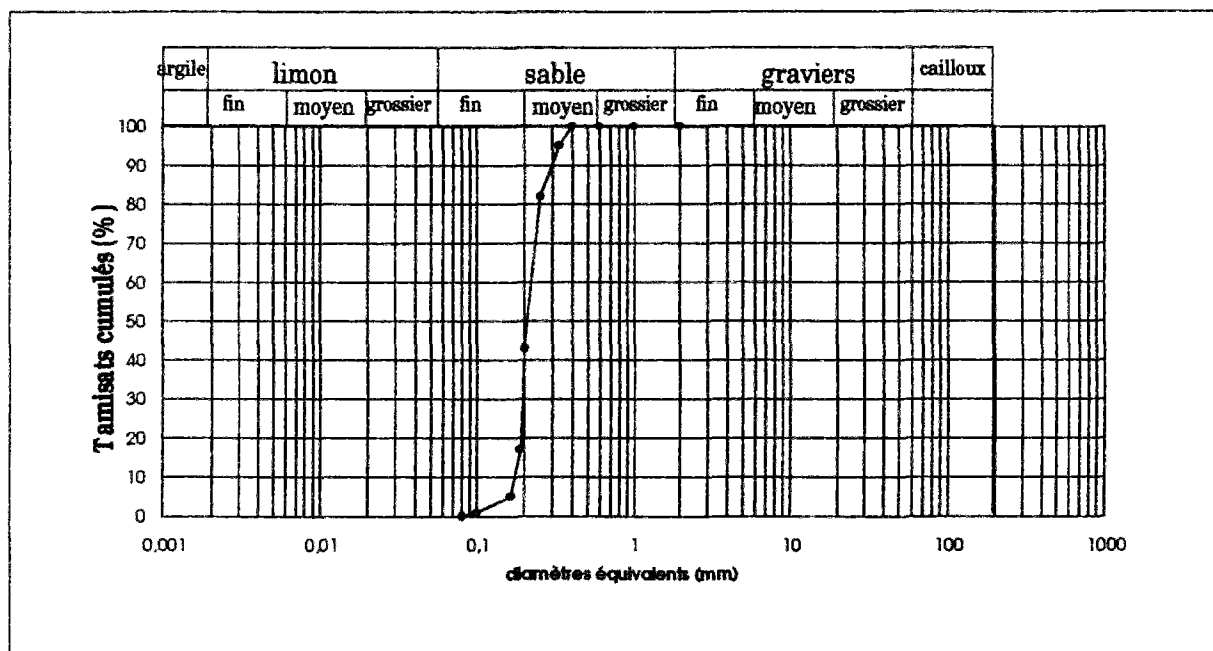


Figure 3.21 : Courbe granulométrique du sable de Fontainebleau

Pour connaître la valeur de la contrainte verticale apportée par les remblais, principal et adjacent, une fois le sable écoulé de la trémie, on procède à des mesures de densité en le recueillant en vol. Lors des essais de faisabilité préliminaires de la trémie, on a remplacé le massif d'argile par un gabarit sur lequel trois boîtes calibrées étaient disposées l'une sous le remblai principal et les deux autres à l'aplomb du recouvrement avec le remblai adjacent pour mesurer la densité du sable. Ultérieurement, lors des essais 5, 6 et 7, on a déposé à la surface du sol dans les zones latérales pour éviter toute perturbation, des boîtes calibrées pour recueillir une partie du sable lors de la pluviation. Ces boîtes ont été récupérées à la fin de l'essai de centrifugation, et après arasement, on a procédé à leur pesage. Les résultats de ces mesures sont regroupés dans le tableau 3.17.

La hauteur de chute des grains de sable dans le modèle est de 268 mm sous une accélération centrifuge de 70g.

Tableau 3.17 : Poids volumique sec du sable de chaque essai.

	N° de la boîte	x (mm)	y (mm)	γ_d (kN/m ³)
	1	52	55	15,44
	2	20	54	15,44
	3	36	64	15,41
Essai 5	1	100	580	15,26
Essai 6	1	600	715	15,14
Essai 7	1	600	715	15,44

La valeur du poids volumique retenue, moyenne sur tous les essais des poids volumiques secs mesurés, est de 15,30 kN/m³.

b.2. - Essai triaxial drainé

Les caractéristiques mécaniques du sable de Fontainebleau c' et φ' sont déterminées à partir d'essais triaxiaux drainés.

Une campagne d'essais triaxiaux a été réalisée au centre de Nantes du LCPC en 1991, pour caractériser le sable de Fontainebleau. Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes de densité moyenne : 15,21 et 16,4 kN/m³. Leurs résultats sont présentés dans le tableau 3.18.

Tableau 3.18 : Résultats des essais triaxiaux sur le sable de Fontainebleau (Bakir, 1993).

	φ' (°)	c' (kPa)
$\gamma_d = 15,2 \text{ kN/m}^3$	36,3	11,7
$\gamma_d = 16,4 \text{ kN/m}^3$	39,7	16,8

Par ailleurs, Blivet et al. (mars 1995), ont réalisé une campagne d'essais triaxiaux dans le but de déterminer les paramètres rhéologiques du sable de Fontainebleau qui seront utilisés dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. L'exploitation d'un de leurs essais, pour une densité de 15,59 kN/m³ et une contrainte σ_3 de 50 kPa, nous a permis de déterminer le module d'élasticité E , qui vaut **35 MPa**

Enfin, nous avons aussi réalisé quatre essais triaxiaux drainés sur des éprouvettes de poids volumique moyen 15,30 kN/m³. Les résultats sont regroupés dans le tableau 3.19. Les caractéristiques de résistance c' et φ' ont été déterminées au moyen des formules suivantes (voir figure 1 de l'annexe III-C).

$$\varphi' = \arcsin \frac{1}{1 + 2 \tan \beta} \quad c' = a. \tan \beta. \tan \varphi'$$

Tableau 3.19 : Résultats d'essais triaxiaux.

σ_3 (kPa)	$q_{\max} = \sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)
50	194	35°	15
100	316		
200	585		
300	842		

A partir des courbes de cisaillement de l'annexe III-C (pour la contrainte σ_3 de 50 kPa), on a déterminé le module d'élasticité E ($E = 36 \text{ MPa}$), le coefficient de Poisson ν ($\nu = 0,34$) et l'angle de dilatance Ψ ($\Psi = 10^\circ$) qui seront utilisés dans les calculs numériques.

La forte cohésion et le module d'élasticité plus important obtenus dans nos essais sont dus à la présence de traceurs dans le sable et à l'humidification de ce dernier par capillarité. Ces traceurs, utilisés sous forme de poudre, permettent de distinguer après centrifugation l'allure des deux remblais principal et adjacent ainsi que la position du sable provenant de chaque couloir.

b.3. - Caractéristiques de perméabilité

Des essais de perméabilité ont été réalisés au LCPC à Nantes sur du sable de Fontainebleau blanc par Stéphane Menand (1995). Les caractéristiques granulométriques de ces éprouvettes ainsi que les conditions et les résultats de ces essais sont regroupés dans l'annexe III-C.

La valeur du coefficient de perméabilité retenue est la moyenne sur tous les essais, qui est égale à $17,59 \cdot 10^{-5}$ m/s (soit 15,2 m/j).

En résumé, les caractéristiques des remblais en sable de Fontainebleau utilisées dans les calculs numériques sont regroupées dans le tableau 3.20.

Tableau 3.20 : Caractéristiques des remblais pour les calculs.

Poids volumique sec	γ_d (kN/m ³)	15,3
Porosité	n	0,42
Angle de frottement interne	φ' (°)	35
Cohésion	c' (kPa)	15
Module d'élasticité	E' (kPa)	36000
Coefficient de Poisson	ν'	0,34
Angle de dilatance	Ψ' (°)	35
Coefficient de perméabilité	k (m/j)	15,2

3.2.2.3. Instrumentation du modèle

a - Définition

L'instrumentation mise en place est destinée à suivre l'évolution de trois types de paramètres au cours du temps, à savoir :

- * la pression interstitielle ;
- * les déplacements internes du massif (déplacements verticaux et horizontaux);
- * la contrainte totale apportée par les remblais.

Un tube piézométrique, ouvert à l'interface remblai-argile dans le modèle, permet de suivre les fluctuations du niveau d'eau : il traverse la couche d'argile et repose sur le géotextile surmontant le sable. De la sorte, la pression interstitielle dans la couche de sable sous-jacente est fixée par le niveau de l'eau dans ce tube (la nappe est au niveau de la surface libre de l'argile). Le tableau 3.21 donne la liste de l'ensemble du dispositif.

Tableau 3.21 : Instrumentation du modèle.

Paramètres		Identification des capteurs.
Pression interstitielle		6 sondes (0-700kPa) PI 1, 2, 3, 4, 5, 6
Déplacements	vertical en surface	7 capteurs de 55 mm de course 7 capteurs de 75 mm de course 4 capteurs de 100 mm de course
	horizontal	3 capteurs en surface DH 1, 2, 3
		3 inclinomètres I 1, 2, 3
Charge totale due aux remblais		3 capteurs de force P 1, 2, 3

L'implantation des appareils de mesure est indiquée sur les figures 3.22 et 3.23. Leur mise en place est effectuée à différents stades de la préparation du massif du sol avant que le conteneur ne soit placé dans la nacelle. On dispose au total de 60 voies de mesure. Les différents capteurs ont fait l'objet d'un étalonnage préalable (voir annexe III-D).

Les vues en plan ainsi que les coupes longitudinale du modèle instrumenté des autres essais sont présentés en annexe III-E. Les positions des différents capteurs dans chaque conteneur sont regroupées dans des tableaux mis en annexe III-E. La sonde numéro 6 est placée au fond du tube piézométrique pour suivre les fluctuations du niveau d'eau dans ce dernier.

b. - Suivi visuel pendant la rotation

L'observation du modèle au cours de l'essai est assurée par deux caméras, l'une disposée dans le bras de la centrifugeuse et l'autre sur le conteneur. La seconde caméra permet de voir la chute du sable au cours de la rotation.

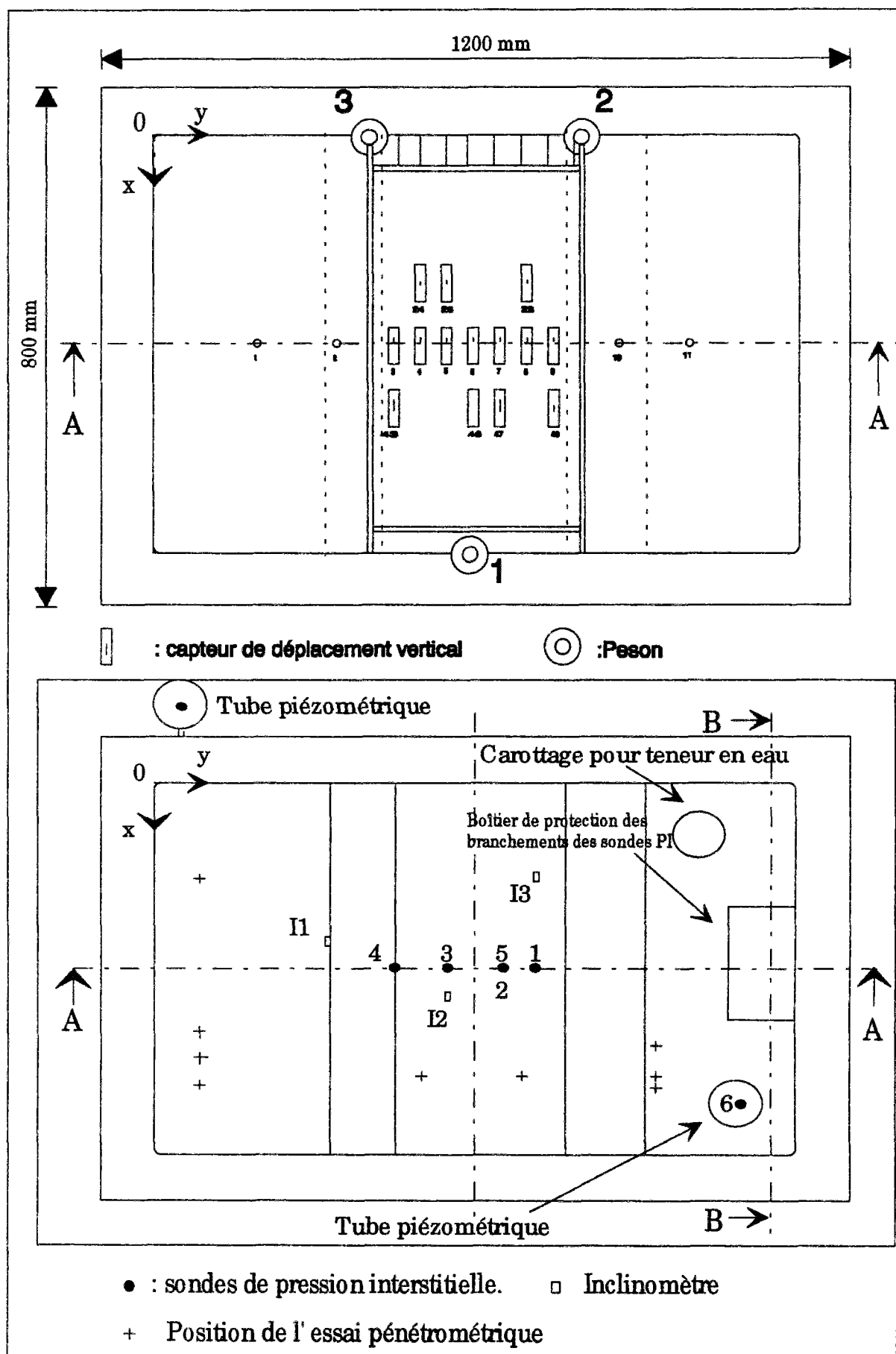


Figure 3.22 : Vue en plan de l'instrumentation du modèle (conteneur n° 5).

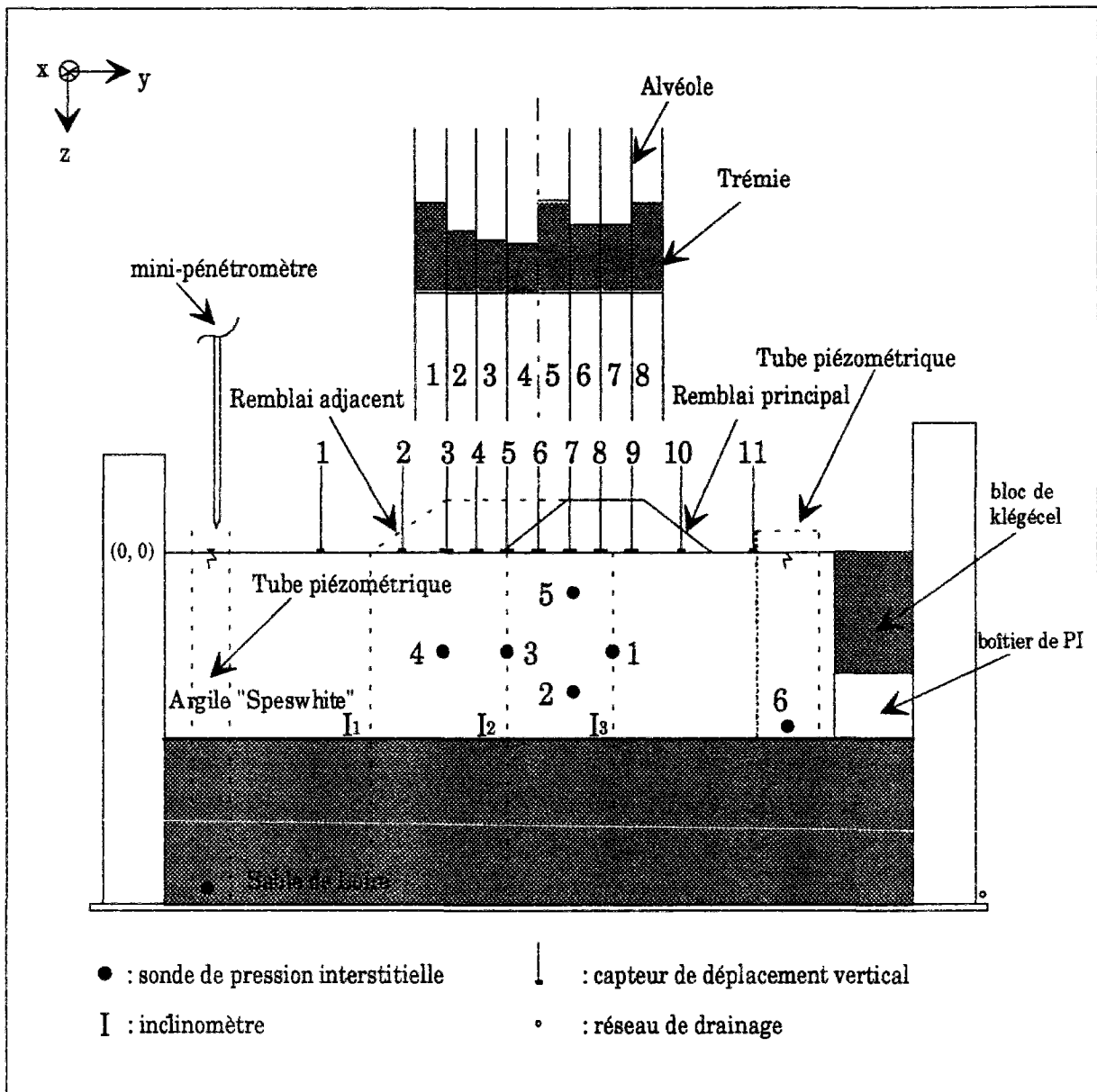


Figure 3.23 : Coupe longitudinale du modèle instrumenté (coupe A-A).

c. - Mesures de pression interstitielle

La mesure est réalisée au moyen de sondes de pressions interstitielles posées au sein du massif d'argile, les cellules étant préalablement saturées sous vide.

Les capteurs de pressions interstitielles utilisés sont des capteurs Druck. Ils se composent d'un diaphragme sur lequel est fixé une jauge de déformation câblée électriquement en "pont complet". Ce sont des jauges semi-conductrices disposées sous la membrane afin d'augmenter la sensibilité d'un facteur 20 à 50 par rapport à un système de jauges classiques. Pour séparer du sol le volume interne où est mesurée la pression de l'eau, une pastille de bronze fritté ou une pierre poreuse est placée à l'avant du diaphragme (figure 3.24).

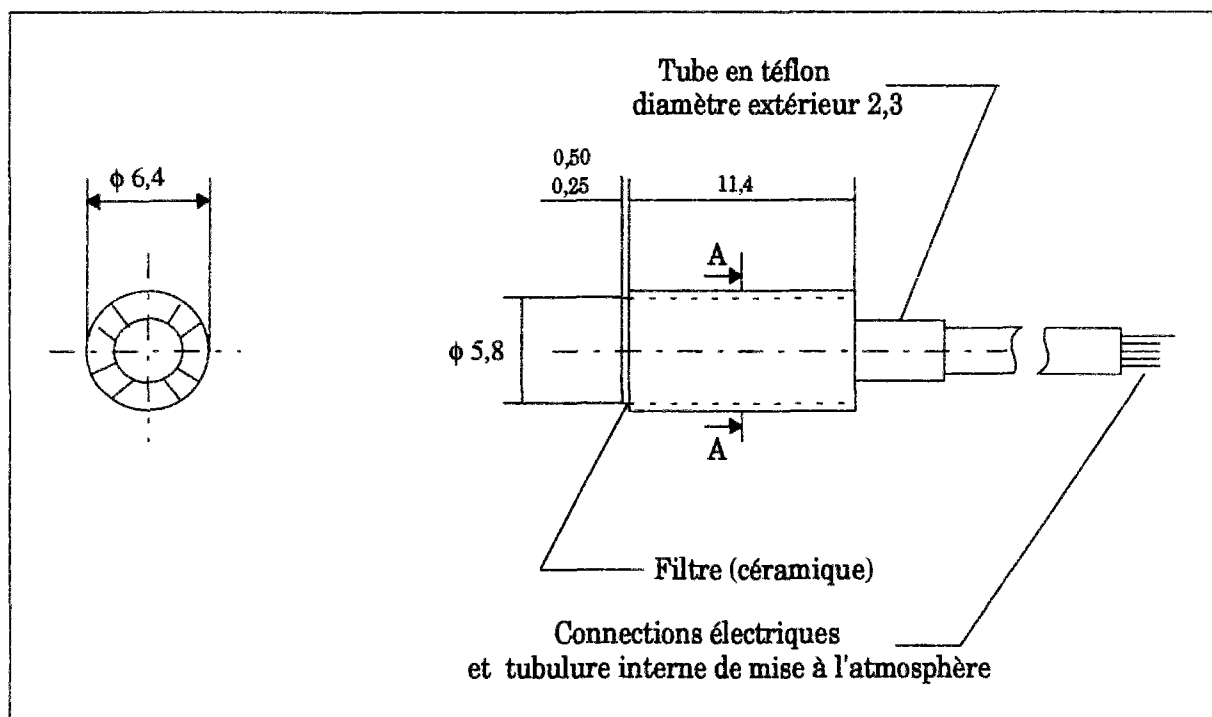


Figure 3.24 : Schéma d'un capteur Druck miniature de pression interstitielle

Le tableau 3.22 donne la position des sondes dans le modèle.

Tableau 3.22 : Position des sondes P. I. (conteneur n° 5).

N° de la sonde	x (mm)	y (mm)	z (mm)	position
1	400	713	84	Axe du remblai principal
2	400	654	116	Crête du remblai principal
3	400	509	84	Pied du remblai principal
4	400	426	84	Crête du remblai adjacent
5	400	654	36	Crête du remblai principal

d. - Mesure des déplacements verticaux

Dans le modèle étudié, on a disposé les capteurs sur trois profils : un profil central et deux profils adjacents situés à une distance de $x = \pm 125$ mm de part et d'autre de la coupe A-A (Figure 3.22). Le tableau 3.23 indique la position des capteurs.

Tableau 3.23 : Position des capteurs de déplacement vertical (conteneur n° 5).

N° du capteur	y (mm)	x (mm)
DV1	252	400
DV2	380	400
DV3 ; DV43	455	400, 525
DV4 ; DV24	505	400, 275
DV5 ; DV25	555	400, 275
DV6 ; DV46	605	400, 525
DV7 ; DV47	655	400, 525
DV8 ; DV28	705	400, 275
DV9 ; DV49	757	400, 275
DV10	830	400
DV11	945	400

e. - Mesures inclinométriques

Au nombre de trois, les inclinomètres sont constitués d'une bande métallique en acier de 245 mm de long, 20 mm de large et 0,4 mm d'épaisseur. Sous une accélération de 70 g, la rigidité de l'inclinomètre équivaut à :

$$EI = 537,8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 = 384,14 \text{ kN} \cdot \text{m}^2 / \text{m}$$

avec :

$$E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$$

$$I = 182,9 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 / \text{m}$$

Dix niveaux de jauges équidistants équipent la bande métallique sur 200 mm. Ces jauges permettent à partir d'un étalonnage préliminaire de calculer des moments. Une fois la bande placée verticalement dans le modèle, la première jauge se situe à 24 mm en-dessous de la surface libre de l'argile, tandis que la septième surmonte de 10 mm l'interface sable-argile. Un capteur de déplacement horizontal équipe la tête de cette bande, comme le montre la figure 3.25.

Chaque niveau est constitué de deux jauges de déformation collées de part et d'autre de la lame et montées électriquement en demi-pont, ce qui double la sensibilité et annule les effets de la température et une éventuelle composante normale à la lame. Une couche protectrice de silicone de faible épaisseur couvre la lame sur toute sa longueur. Elle garantit le fonctionnement des jauges lorsqu'elles sont en contact avec l'argile et n'introduit aucune rigidité parasite. Le tableau 3.24 indique l'emplacement des trois inclinomètres.

Tableau 3.24 : Position des inclinomètres (conteneur n° 5).

N° de l'inclinomètre	x (mm)	y (mm)	Position
I 1	340	330	Pied du remblai adjacent
I 2	460	550	Pied du remblai principal
I 3	200	713	Axe du remblai principal

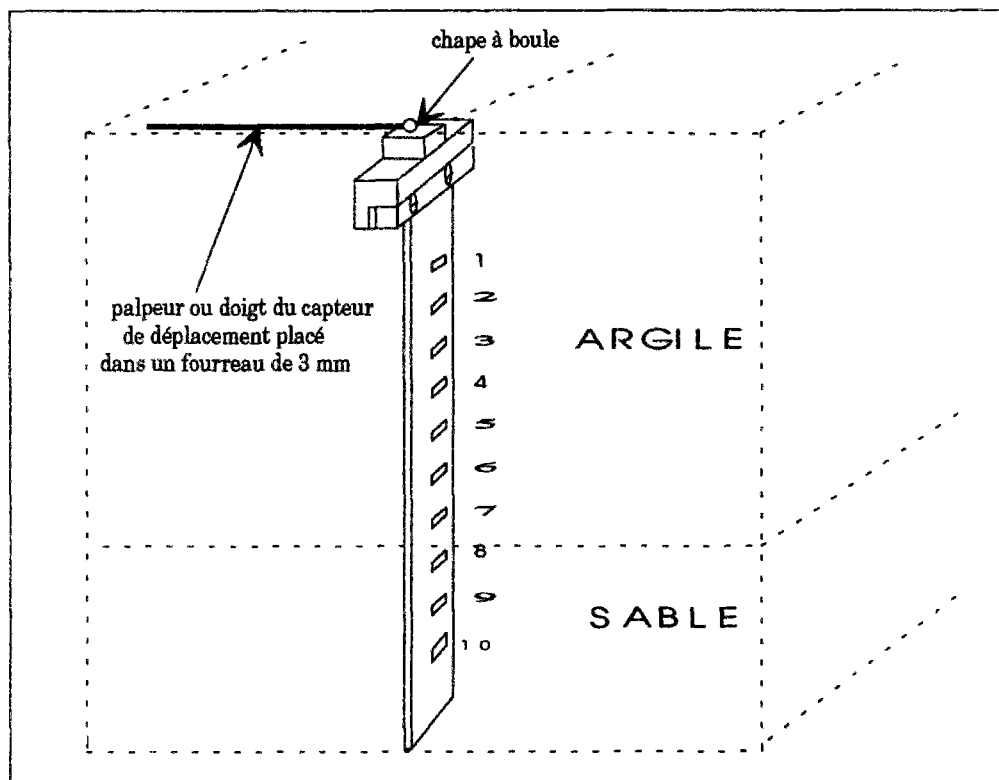


Figure 3.25 : Equipement de l'inclinomètre.

Enfin, trois capteurs de force constituant les points d'appui de la trémie permettent la mesure à chaque instant du poids total de la trémie et du sable (figure 3.22).

3.2.2.4. Déroulement de l'essai

La construction du remblai principal commence après 4 heures de rotation sous 70 g, temps calculé au préalable d'après la théorie de la consolidation unidimensionnelle pour obtenir un degré de consolidation de 80 % pour le massif d'argile. Le contrôle de l'évolution réelle du massif d'argile pendant cette période a été effectué à posteriori par l'application de la méthode d'Asaoka et par l'analyse des surpressions interstitielles.

La méthode d'Asaoka (1978) consiste à discrétiser la courbe de tassement en fonction d'une progression arithmétique du temps $s_i = s(t_i = t_0 + i\Delta t)$, puis à représenter sur un graphique les tassements s_i à l'instant i en fonction des tassements s_{i-1} à l'instant $(i-1)$. L'intersection de la droite passant par les points expérimentaux avec la bissectrice des axes de coordonnées donne le tassement final ($s_i = s_{i-1} = s_f$). Le rapport du tassement à l'instant t au tassement final représente le degré de consolidation. Toutefois, s'il y a un décalage d'origine des tassements, il faut rajouter le tassement qui s'est produit antérieurement avant de calculer le rapport des tassements actuel et final. Dans le cas représenté sur la figure 3.26, ce décalage initial n'est pas connu précisément.

Le suivi de la consolidation se fait aussi par la dissipation des surpressions interstitielles (Figure 3.27). Dans la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, la fin de la consolidation est caractérisée par des pressions interstitielles égales à la pression hydrostatique. Les sondes 5 et 2 vérifient assez bien ce phénomène. Par contre, les sondes 1, 3 et 4, placées à la profondeur $h/2$ de la surface libre du sol, présentent des valeurs supérieures à la pression hydrostatique d'environ 12 kPa (h est l'épaisseur du massif d'argile).

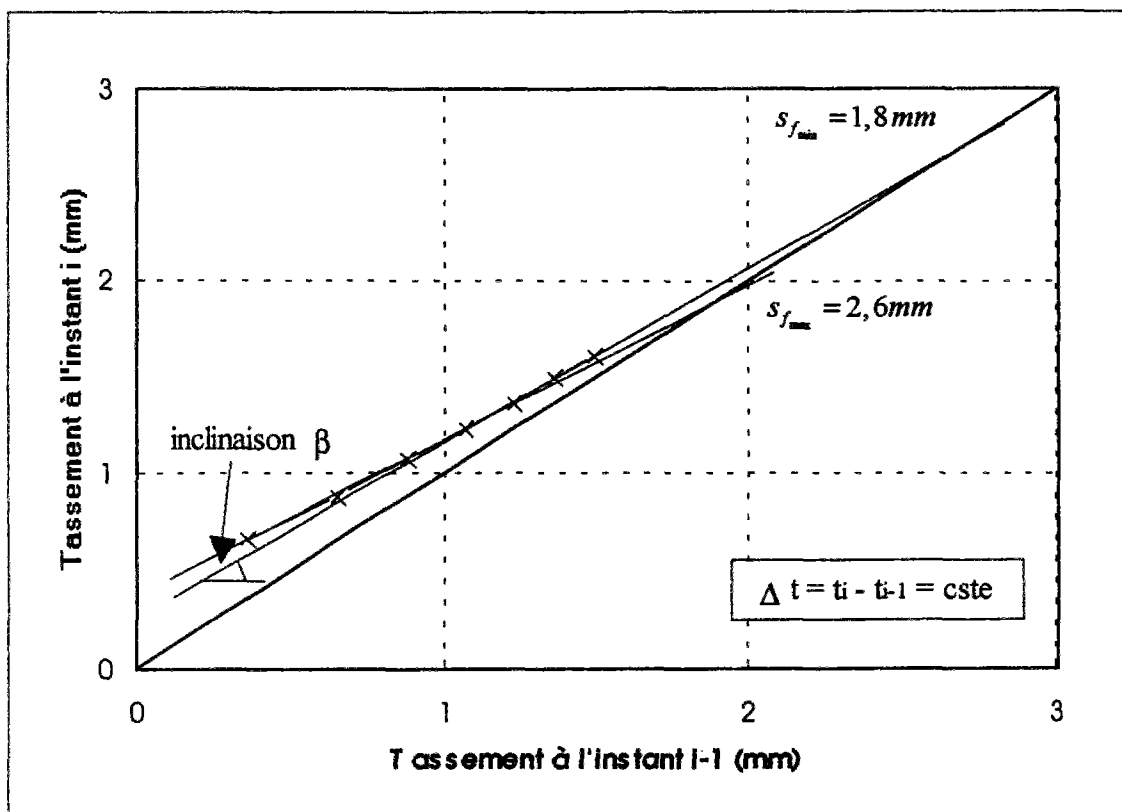


Figure 3.26 : Suivi de la consolidation par la méthode d'Asaoka (1978).
(Capteur n° 8, essai 5, tassement initialisé à 70 g)

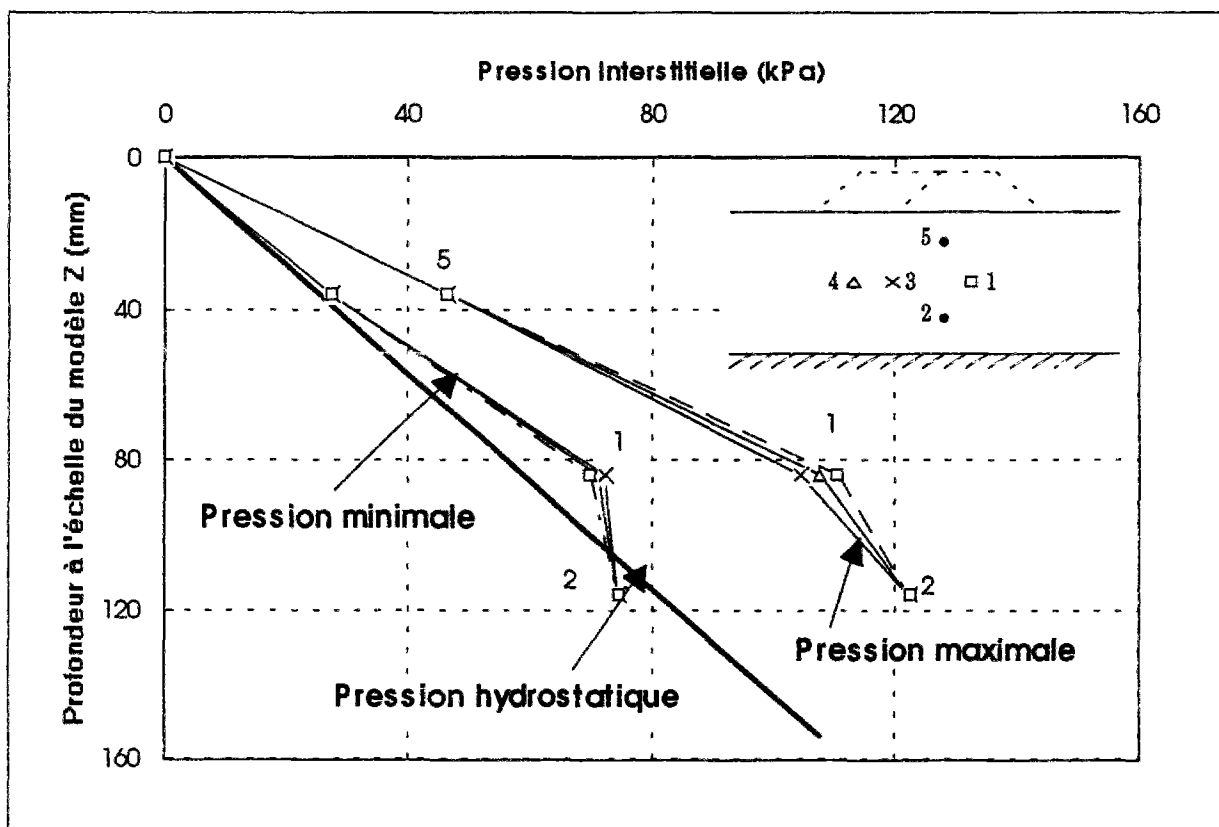


Figure 3.27 : Evolution des pressions interstitielles en fonction de la profondeur (essai 5).

L'ouverture des couloirs de la trémie est déclenchée par le système de vérin (paragraphe 3.2.1.1. et figure 3.4) actionné depuis la salle de pilotage. Le temps de construction du remblai est de l'ordre de 10 secondes (13 h en temps réel). Cette étape est suivie d'un essai de caractérisation du sol au mini-pénétromètre.

Le suivi des effets de la construction du remblai principal est poursuivi pendant 4 heures avant de passer à la phase d'exécution du remblai adjacent qui constitue l'élargissement de la plate forme ; cette phase est précédé d'un essai pénétrométrique.

L'essai se poursuit alors pendant une période de 3 heures et demi à l'issue de laquelle la centrifuge est arrêtée. Durant toutes les phases de l'essai, les différents paramètres cités ci-dessus sont scrutés automatiquement par une centrale d'acquisition. La chaîne d'acquisition reliée au calculateur donne en temps réel l'évolution des principaux paramètres (chargement, pressions interstitielles, tassements, moments enregistrés par les inclinomètres) sous forme de courbes et de listes de valeurs, les autres mesures font l'objet du même enregistrement mais sont traitées en temps différé.

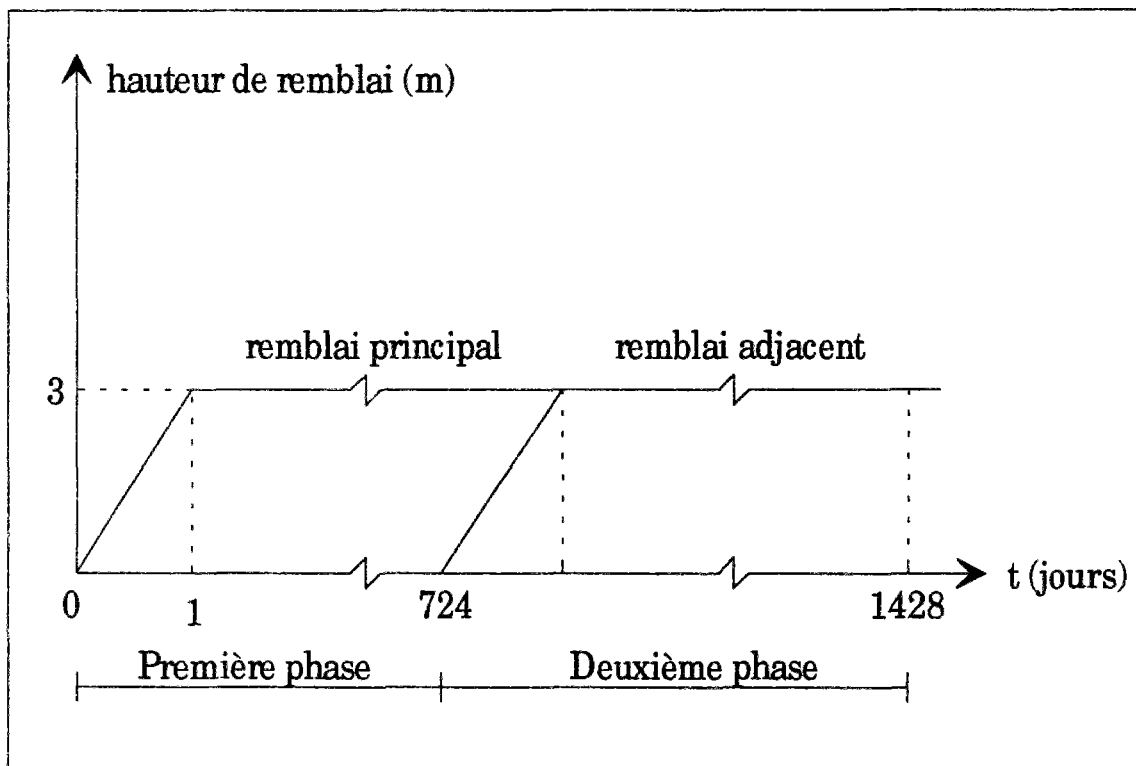


Figure 3.28 : Schéma du programme de chargement du sol de fondation (essai n° 5).

La figure 3.28 représente de façon schématique le programme de chargement de la fondation en fonction du temps. La première phase correspond à la construction et à la consolidation du remblai principal. La seconde phase comprend la construction et la consolidation du remblai adjacent.

Les courbes de l'évolution des pressions interstitielles en fonction de la profondeur et ce pour la période de consolidation du massif argileux sous son poids propre et les schémas des

programmes de chargement du sol de fondation pour les autres essais sont présentés en annexe III-G.

Le tableau 3.25 résume l'histoire de chaque essai, en précisant les phases d'alimentation en eau pour remettre à niveau la nappe d'eau dans le piézomètre relié à la couche de sable de Loire.

Tableau 3.25 : Evolution de la nappe au cours pour chaque essai.

		Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7
1 g	t (min)	0	0	0	0	0	0
	h_w (mm)	-0,01	0,02	0	0,02	0	0
70 g	t (min)	18	8	11,33	23,07	6,09	9,63
	h_w (mm)	50,26	50,52	50,58	50,63	47,99	46,34
	u (kPa)	5,22	22,91	-2,19	-3,46	-4,87	20,44
Alimentation en eau	t (min)	127	121	181	105,83	11,25	16,45
	h_w (mm)	0,02	0,05	-0,03	-0,01	0,04	0
	u (kPa)	105	109	-32,1	115,75	96,16	105,95
Construction du remblai principal	t début (min)	191,2	267,4	287,12	232,15	357,45	253,85
	t fin (min)	193,9	268,23	287,41	232,73	358,65	254,14
	h_w (mm)	17,48	50,55	-0,03	0	0,05	0,01
	u (kPa)	103,62	27,52	25,83	102,57	91,27	117,76
Alimentation en eau	t (min)	438	-	351,32	-	407,13	-
	h_w (mm)	0,01	-	-0,02	-	0,04	-
	u (kPa)	105	-	-32,47	-	106,9	-
Construction du remblai adjacent	t début (min)	473,16	536,64	575,14	444,44	577,53	489,5
	t fin (min)	474,48	537	575,43	444,93	577,92	489,6
	h_w (mm)	13,66	50,55	-0,03	0	0,04	0,01
	u (kPa)	106,39	55,25	-32,69	110,9	100,06	116,50
Fin de l'essai	t (min)	677,84	746,88	741,8	651,39	769,89	646,9
	h_w (mm)	16,67	50,58	-0,03	0	0,04	0,01
	u (kPa)	106,34	69,94	-31,23	110,48	90,5	115,41
h_w hauteur d'eau dans le tube piézométrique ;							
u pression hydrostatique enregistrée par la sonde placée à l'intérieur du tube piézométrique							

On a constaté dans les différents essais que le tube piézométrique se vide sous l'effet de l'augmentation de l'accélération centrifuge jusqu'à l'assèchement total à l'issue de la montée en accélération.

Par convention, lorsque les hauteurs d'eau h_w , sont nulles, le tube est plein et la nappe est au niveau de la surface libre. Par contre des hauteurs d'eau de l'ordre de 50 mm indiquent que le tube s'est vidé et qu'il faut alimenter en eau le massif d'argile. Après l'alimentation en eau, la sonde placée au fond du tube piézométrique enregistre bien la hauteur d'eau correspondant à la hauteur du massif d'argile, à l'exception de l'essai 4 où la pression hydrostatique est très faible (Tableau 3.25). Ces faibles valeurs s'expliquent par une désaturation des pierres poreuses et éventuellement une désaturation importante du massif d'argile au cours de la phase d'instrumentation, d'une durée de 2 à 3 jours.

Si pour des raisons techniques, soit au niveau du modèle soit au niveau de la centrifugeuse, des arrêts de courte durée se sont avérés nécessaires (essais 2, 3 et 4) nous nous sommes alors imposés un temps de rotation supplémentaire de l'ordre de trois fois le temps

d'arrêt, sachant par expérience que c'est au bout d'une telle période que l'on retrouvera l'état de contraintes antérieur au temps d'arrêt. Ce temps de rotation supplémentaire a été estimé suite à de nombreux essais de consolidation des massifs argileux réalisés dans la centrifugeuse du LCPC à Nantes.

3.2.3. Résultats des essais et interprétation

Dans l'analyse des résultats, on ne s'intéressera qu'aux essais 4, 5, 6 et 7. En effet au cours des essais 2 et 3, il s'est produit une rupture (annexe III-F). L'essai 2 a été perturbé par le déplacement parasite de l'implantation du bloc de klégécel positionné au-dessus du coffret de connexions électriques (Figures 3.22 et 3.23) provoquant ainsi une amorce de rupture préférentielle, par contre la rupture dans l'essai 3 est liée à la faible cohésion du massif argileux. Cette faible cohésion s'explique par les frottements importants introduits par les pierres poreuses sur les parois du conteneur. Par ailleurs le procédé de préparation du massif argileux ne permet pas la réalisation d'une croûte de surface susceptible d'augmenter la cohésion non drainée en surface. En effet, sur site réel la nappe n'est jamais tout à fait affleurante, ce qui crée une croûte superficielle. Suite à ces deux essais, on a appliqué des contraintes de consolidation plus importantes pour la reconstitution des autres massifs argileux et on a diminué la hauteur du remblai à 3 mètres. Les contraintes de consolidation des massifs argileux des deux derniers essais ont été diminuées, en raison du remplacement des pierres poreuses par une plaque unique.

On exposera dans ce qui suit les résultats relatifs à un essai à l'échelle du modèle. Les résultats des autres essais groupés dans l'annexe III-G.

3.2.3.1. Profils du remblai

La figure 3.29 montre l'allure générale des remblais après l'essai de centrifugation. A la fin de chaque essai, on effectue des relevés de profils en travers des deux remblais à l'aide d'un capteur de déplacement vertical (Figure 3.30). Les profils sont regroupés dans un graphique présentant la hauteur du remblai en fonction de la position du capteur selon l'axe y du conteneur (Figure 3.31).

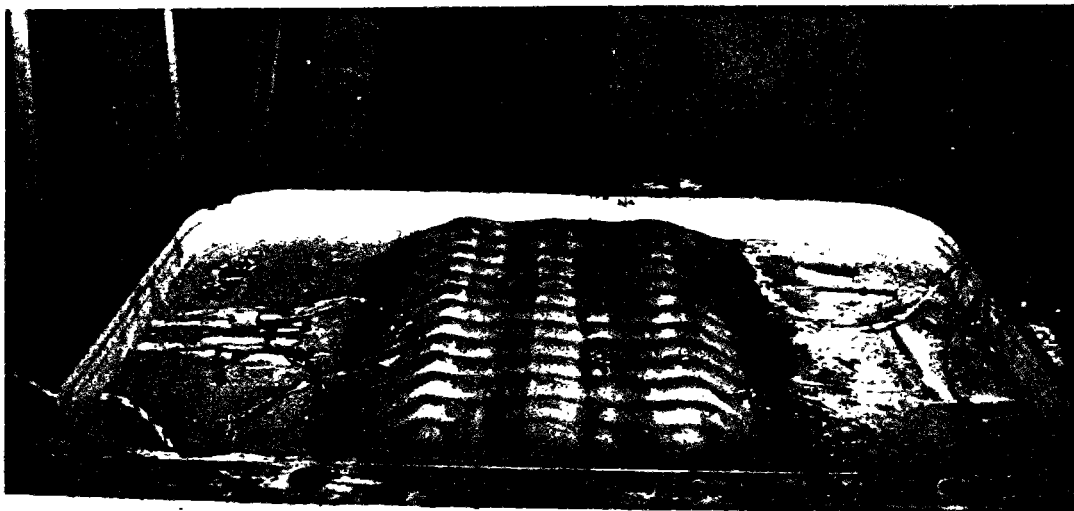


Figure 3.29 : Vue d'ensemble du modèle à la fin de l'essai (essai 5).

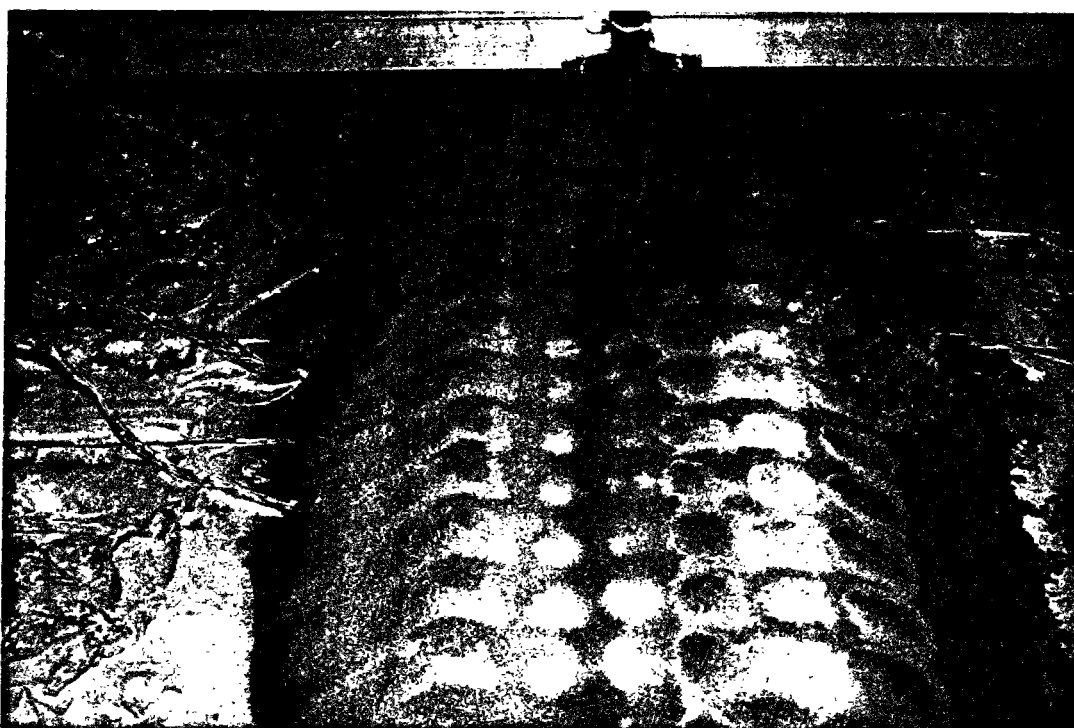


Figure 3.30 : Dispositif de relevé de profil du remblai (essai 5).

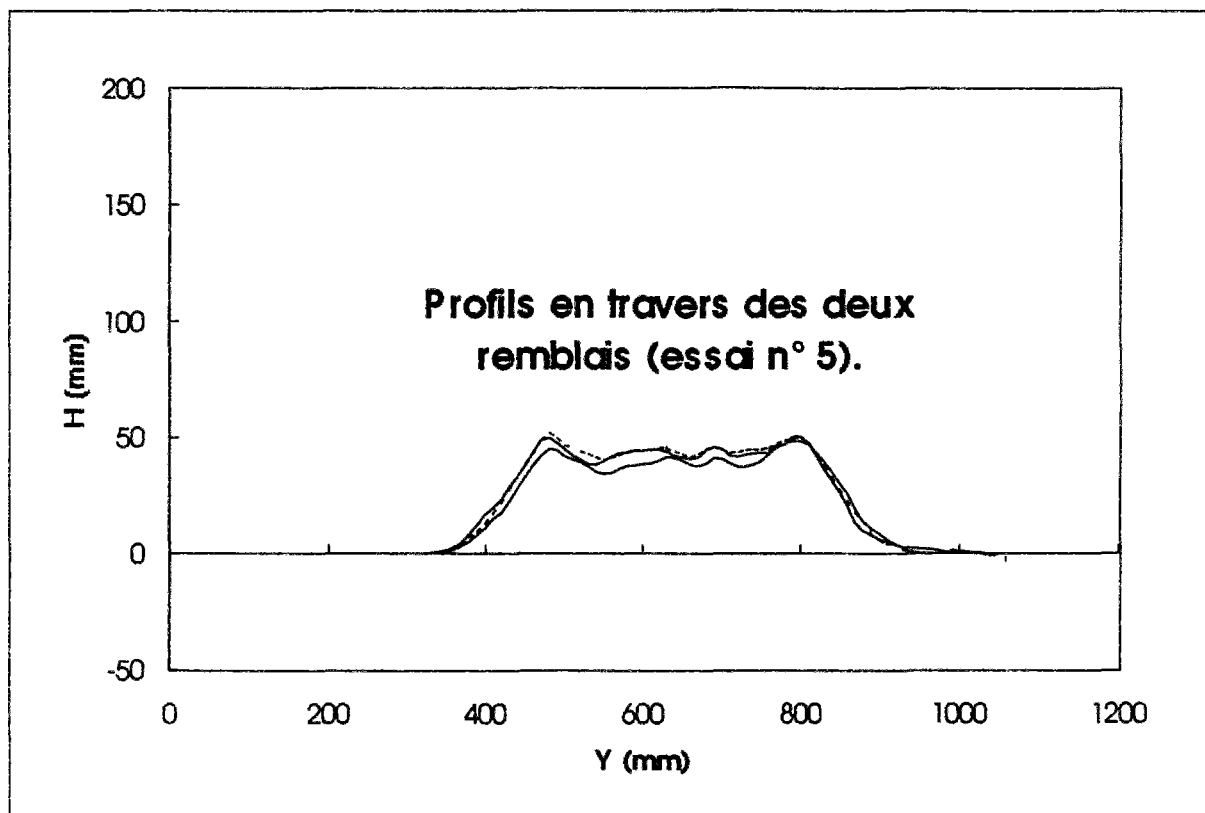


Figure 3.31 : Profils en travers des deux remblais (essai 5).

3.2.3.2. Découpage du massif

Le découpage du massif selon 1 ou 4 profils en travers est possible après humidification du remblai. Cette méthode de découpage permet, en plus de l'allure des remblais, d'observer les interfaces remblai-sol et de visualiser l'allure des couches colorées et la déformée finale des inclinomètres.

La figure 3.32 montre le profil en travers des remblais principal et adjacent. Les tiges implantées dans le sol délimitent fictivement les positions des huit couloirs dont les numéros sont collés sur le massif d'argile. En partant de gauche à droite, le sable coloré en vert, blanc, rouge et jaune constitue le remblai adjacent tandis que le sable coloré en bleu, rouge, blanc et vert constitue le remblai principal. A la limite des couloirs 6 et 7 est disposé un inclinomètre pour la mesure des déplacements horizontaux dans l'axe du remblai principal. A l'interface de deux couches d'argile, on a disposé des traceurs. Ces traceurs, utilisés sous forme de poudre permettent de distinguer l'allure des tassements de façon qualitative à la fin de l'essai de centrifugation après découpe du modèle. La figure 3.33 montre le profil en travers des deux remblais principal et adjacent de la deuxième variante d'élargissement. En allant de gauche à droite, le sable coloré en rouge et jaune constitue le remblai principal et le sable coloré en bleu, rouge, blanc et vert constitue le remblai principal. Au pied commun des deux remblais principal et adjacent est disposé un inclinomètre.

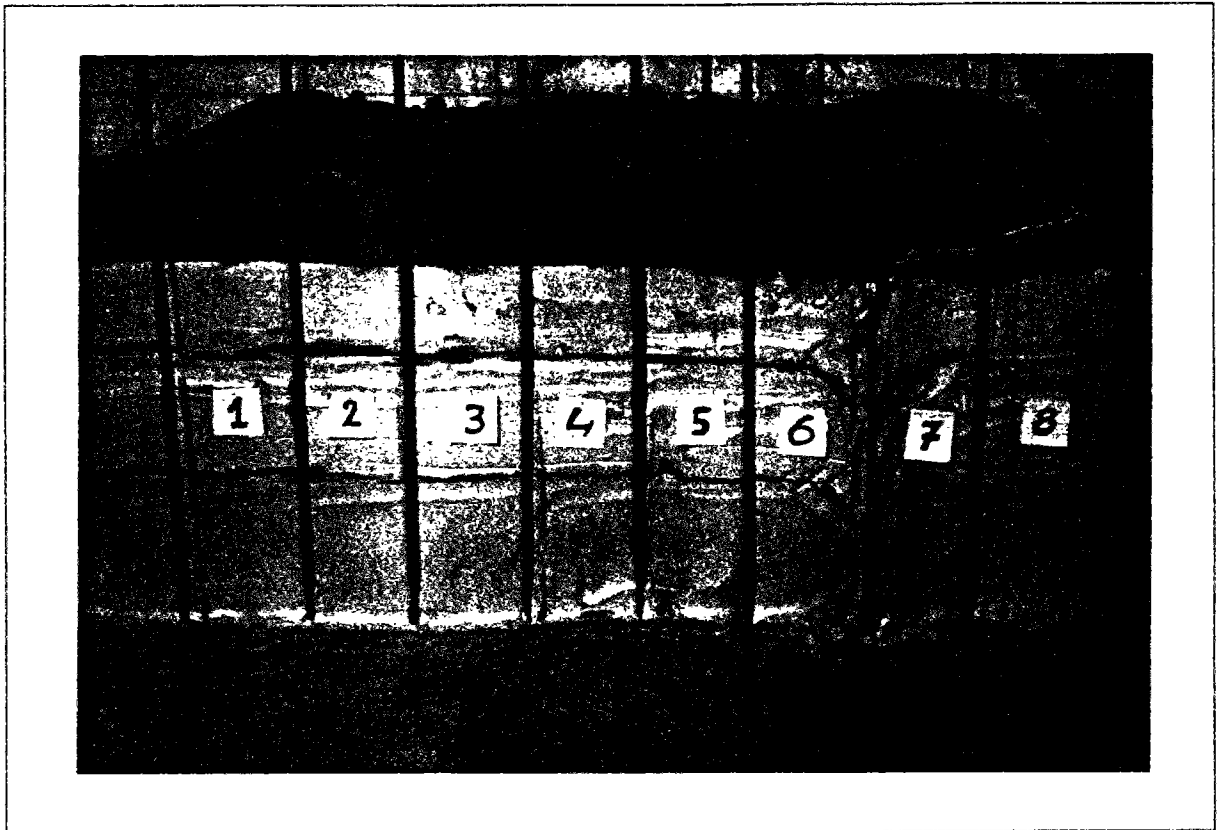


Figure 3.32 : Profil en travers des remblais (essai 5)

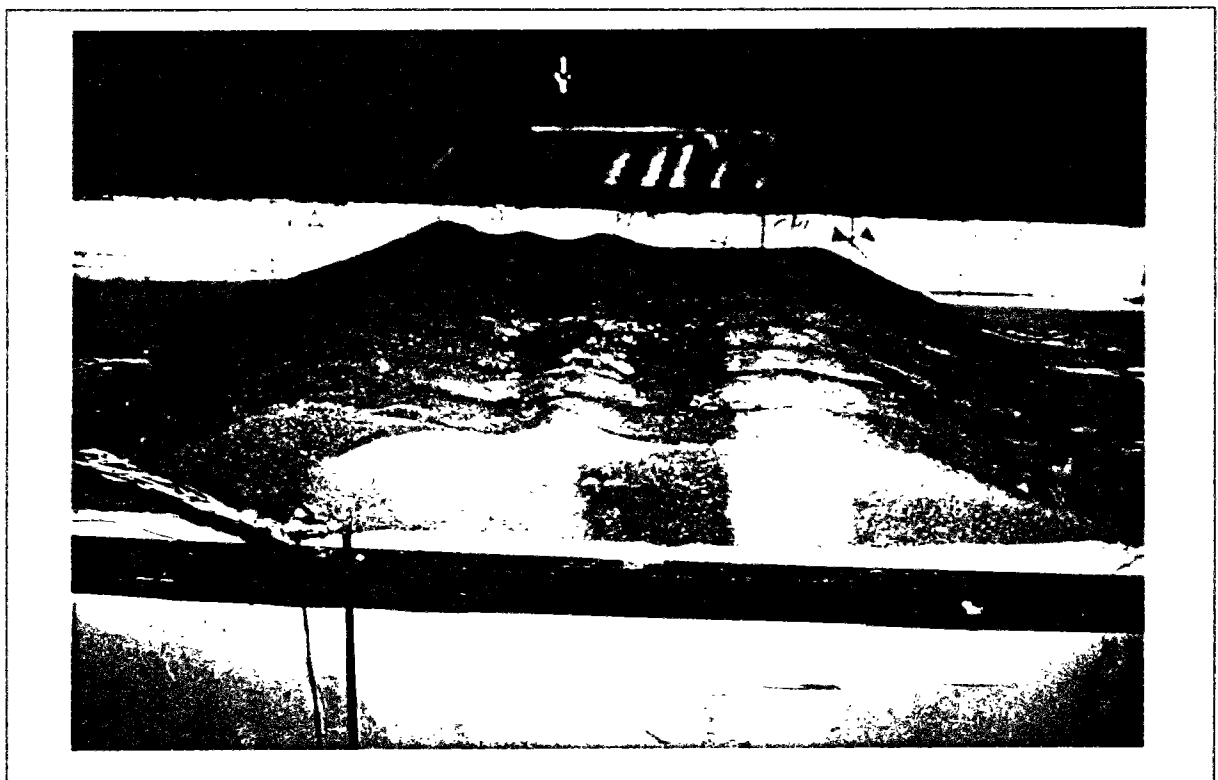


Figure 3.33 : Profil en travers des remblais (essai 7).

3.2.3.3. Chargement

Le poids du sable de chacun des remblais est déduit de l'évolution du poids de la trémie en fonction du temps, mesuré par l'intermédiaire des trois pesons (1, 2, 3) qui constituent les trois points d'appui de la trémie (Figure 3.34). Le poids de la trémie est la somme des mesures des trois pesons (1 à 3). Le peson 3 donne dans le cas de l'essai 5 des valeurs oscillantes, dont l'exactitude n'est pas prouvée.

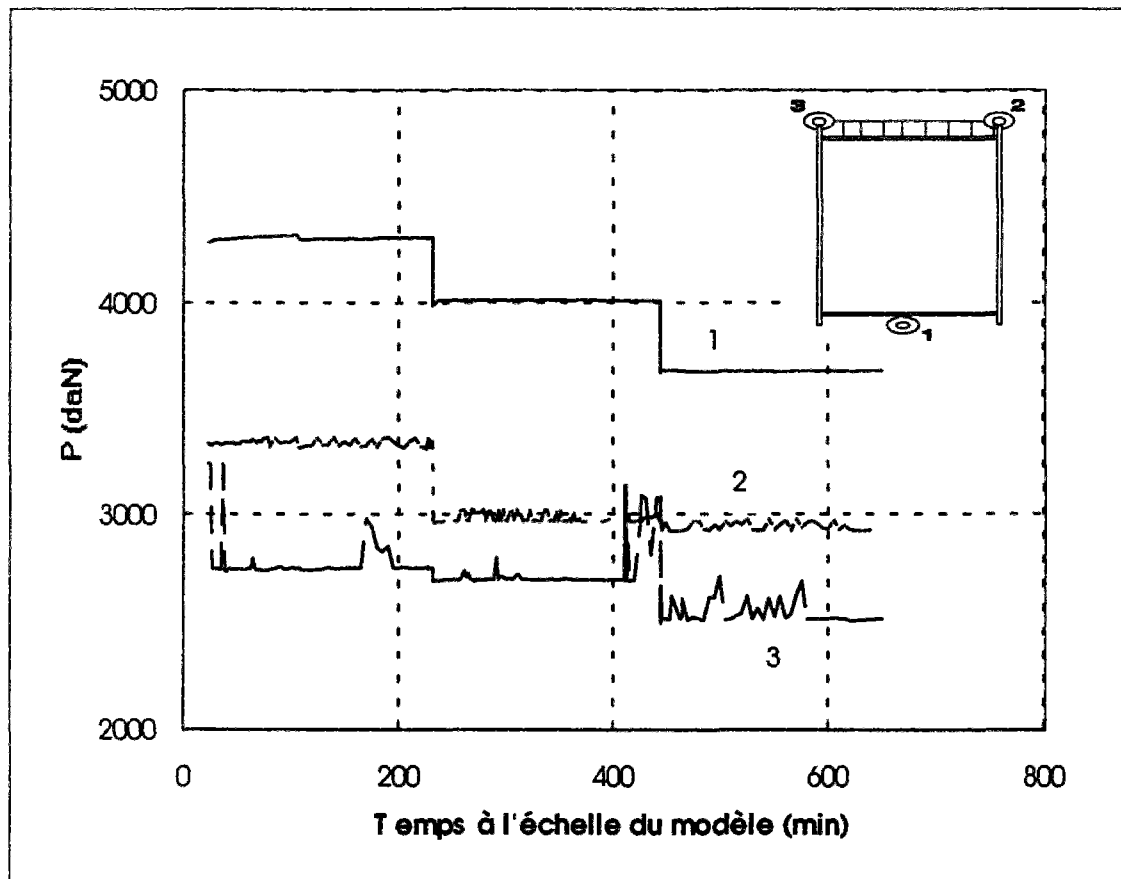


Figure 3.34 : Pesée de la trémie en fonction du temps (essai 5).

3.2.3.4. Pressions interstitielles

Les pressions interstitielles mesurées sous champ gravitationnel terrestre, avant l'essai de centrifugation, peuvent présenter des valeurs négatives dans certaines conditions. Aussi une première analyse basée sur l'existence préalable de pressions interstitielles négatives dans le modèle a été faite (voir annexe III-H).

Suite à cette analyse, la section de mécanique des sols et centrifugeuse du LCPC à Nantes (Stéphane Piau, mai 1995) a complété la procédure d'étalonnage des capteurs de pression Druck dans le but de mesurer les pressions absolues. En effet, le problème ne s'est pas posé avant nos essais, car seules les variations de pression interstitielle étaient jusqu'à présent consignées dans les rapports et analysées. Cette procédure nouvelle d'étalonnage permet de déterminer le coefficient B de la relation de conversion de la mesure électrique V à la grandeur

physique $P = AV + B$. Les coefficients B des capteurs utilisés dans les sept essais de la présente étude n'ayant pas été déterminés, les valeurs de la pression interstitielle analysées ci-après ne sont pas des valeurs absolues, mais des valeurs obtenues par différence entre les mesures en cours d'essai et les valeurs "initiales" mesurées sous 1 g dans le conteneur déjà placé dans la nacelle, dès le branchement des capteurs. Ces valeurs "initiales" sont normalement faibles si elles correspondent à une distribution hydrostatique (1,5 kPa à la base du modèle). Mais il est possible qu'elles soient en réalité différentes d'une distribution hydrostatique (phénomènes de succion lors du déchargement). Pour simplifier l'écriture du rapport, le mot "pression interstitielle" sera toutefois utilisé pour désigner les mesures initialisées à zéro en début d'essai.

Dans l'analyse qui suit, on suppose donc que les pressions interstitielles sont nulles au début de l'essai. C'est à dire qu'on fait abstraction de la pression hydrostatique à 1g, négligeable devant les pressions interstitielles mesurées à 70 g et aussi des pressions négatives initiales éventuelles.

L'erreur sur la mesure des pressions interstitielles garantie par le fabricant est égale à $\pm 1,4 \%$ de l'étendue de la mesure du capteur, qui est de 700 kPa (soit $\pm 9,8$ kPa).

Le tableau 3.26 présente les écarts entre les pressions interstitielles mesurées et calculées à l'issue de la montée en accélération pour les différents essais. Les pressions interstitielles "calculées" sont égales à la variation de la contrainte totale ($\Delta\sigma_v = 69 \sigma_v (1 \text{ g})$) à la profondeur du capteur. On constate que les sondes 1, 3 et 4 introduites dans le massif d'argile au même niveau enregistrent des pressions interstitielles proches. Les écarts sont assez faibles, hormis celui relatif à la sonde 5 pour l'essai 4 et la sonde 2 pour l'essai 5 (tableau 3.26). Ils sont dus en partie aux imprécisions de mesures ($\pm 9,8$ kPa) et aux hypothèses faites pour le calcul : matériau parfaitement saturé, absence de drainage pendant la montée en accélération, valeur du poids volumique saturé, désaturation des pierres poreuses.

Tableau 3.26 : Ecart entre les pressions interstitielles mesurées et calculées.

		Capteurs de pressions interstitielles.				
		1	2	3	4	5
Essai 4	u (mesuré) (kPa)	97,19	135,64	96,77	97,3	27,19
	u (calculé) (kPa)	86,76	132,56	86,76	86,76	36,15
	Ecart (kPa)	10,43	3,08	10,01	10,54	-8,96
Essai 5	u (mesuré) (kPa)	110,62	122,49	104,49	107,76	46,35
	u (calculé) (kPa)	101,22	139,78	101,22	101,22	43,37
	Ecart (kPa)	9,4	-17,29	3,27	6,54	2,98
Essai 6	u (mesuré) (kPa)	115,27	144,25	114,93	111,84	57,04
	u (calculé) (kPa)	100,02	146,66	101,02	101,02	47
	Ecart (kPa)	15,25	-2,41	13,91	10,82	10,04
Essai 7	u (mesuré) (kPa)	147,79	163,17	141,27	142,12	43,85
	u (calculé) (kPa)	126,53	156,67	126,53	126,53	50,61
	Ecart (kPa)	21,26	6,5	14,74	15,59	-6,76

La figure 3.35 montre l'évolution des pressions interstitielles en fonction du temps pour toute la durée de l'essai, qui est divisée en trois périodes : consolidation du massif d'argile sous son poids propre, consolidation sous l'effet du remblai principal et consolidation sous l'effet du remblai adjacent. D'une manière générale, les pressions interstitielles mesurées suivent l'histoire du chargement du massif d'argile. On constate qu'à l'issue de la montée en accélération, le temps de réponse des sondes est long : les pressions continuent à monter après avoir atteint 70 g, marquent un palier, puis décroissent.

A la fin de la première période, on remarque sur la figure 3.36 que les surpressions interstitielles ne sont pas nulles. Le tableau 3.27 regroupe, pour chaque essai, les écarts entre les pressions hydrostatiques d'équilibre et les pressions enregistrées par les sondes placées au sein du massif.

Tableau 3.27 : Ecart entre la pression hydrostatique calculée u_o et la pression interstitielle mesurée à la fin de la période de reconsolidation du massif.

		Capteurs de pressions interstitielles.				
		1	2	3	4	5
Essai 4	u (mesuré) (kPa)	58,35	77,66	51,66	47,24	-2,26
	u_o (calculé) (kPa)	50,4	77	50,4	50,4	21
	Ecart (kPa)	7,95	0,66	1,26	-3,16	-23,26
Essai 5	u (mesuré) (kPa)	69,98	74,34	72,26	71,19	27,18
	u_o (calculé) (kPa)	58,8	81,2	58,8	58,8	25,2
	Ecart (kPa)	11,18	-6,86	13,46	12,387	1,982
Essai 6	u (mesuré) (kPa)	84,84	96,57	87,82	81,58	45,6
	u_o (calculé) (kPa)	58,1	84	58,1	58,1	27,3
	Ecart (kPa)	26,74	12,57	29,72	23,48	18,3
Essai 7	u (mesuré) (kPa)	110,37	120,65	118,16	109,78	38,45
	u_o (calculé) (kPa)	73,5	91	73,5	73,5	29,4
	Ecart (kPa)	36,87	29,65	44,66	36,28	9,05

L'écart entre les pressions hydrostatiques d'équilibre u_o et les pressions interstitielles mesurées u à la fin de cette période varie selon les sondes de 2 à 13,5 kPa pour les essais 4 et 5, à l'exception de la sonde 5 de l'essai 4. Par contre, les écarts sont plus importants pour les essais 6 et 7 (tableau 3.27).

La sonde 5 de l'essai 4, placée en crête du remblai principal à la profondeur $h/4$ de la surface libre du sol, présente une valeur très inférieure à la pression hydrostatique (h épaisseur du massif d'argile). Cet écart pourrait s'expliquer par la désaturation des pierres poreuses. D'après M. Dupas (LCPC), plusieurs causes de désaturation des pierres sont envisageables :

- **saturation des pierres** : cette cause est inhérente au mode opératoire de la saturation préalable des pierres et de leur mise en place dans le modèle. Le procédé idéal de saturation des sondes, mais contraignant en pratique, est la cloche à vide. Il consiste à placer la pierre au-dessus d'une eau dégazée pendant 2 à 3 heures ; un vide de 10 kPa environ est maintenu

pendant 1 heure, puis on incline la cloche pour imbiber la pierre. La pierre est ensuite transportée, saturée d'eau, puis immergée dans la réservation pratiquée dans le massif ;

- **déchargement brutal du massif** : lors de l'enlèvement du piston du bâti oedométrique à la fin de la consolidation en laboratoire, des suctions se développent au sein du massif d'argile. Si ces suctions sont trop élevées, la continuité de l'eau peut être détruite, avec formation de cavités remplies de gaz ou de vapeur d'eau (phénomène de cavitation).

Dans les essais que nous avons réalisés, les capteurs ont été maintenus immergés entre leur étalonnage et le moment de leur pose et n'ont été en contact avec l'air que lors de leur mise en place dans les cavités préparées dans le modèle. Ces cavités étaient vides pour être immédiatement rebouchées d'argile. Cette procédure a pu provoquer une certaine désaturation.

D'autre part, le comportement de la sonde 5 placée au fond du tube piézométrique dans l'essai 4 confirme une absorption d'eau importante par le massif d'argile au cours de la phase d'instrumentation, qui dure 2 à 3 jours après l'enlèvement du piston du bâti oedométrique. Pendant cette période, une seule source d'eau existe pour le modèle : la couche de sable de Loire saturée à la base du massif. La partie basse du massif, qui gonfle à cause du déchargement, absorbe l'eau du sable. La partie haute du massif qui gonfle également à cause du déchargement, se désature car elle n'est pas alimentée en eau. Le gonflement est de l'ordre de 4 mm à l'échelle du modèle pendant cette phase d'instrumentation. Juste avant la centrifugation, on réalimente en eau la partie haute du modèle en maintenant une pellicule d'eau à la surface du massif. De ce fait, le sol peut absorber de l'eau et poursuivre son gonflement dans sa partie supérieure.

Dans le tableau 3.27, les seules valeurs supérieures à l'erreur de mesure ($\pm 9,8$ kPa) sont la valeur négative du capteur 5 dans l'essai 4, qui pourrait s'expliquer par la désaturation du sol (ou du capteur) en surface et des valeurs positives pour l'essai 5 (capteurs 1, 3 et 4) et les essais 6 et 7 (tous les capteurs sauf le capteur 5 de l'essai 7). Ces suppressions interstitielles sont probablement dues au caractère partiel de la consolidation du sol lors de la première phase de l'essai (70 g, sans remblais). L'application de la méthode d'Asaoka aux tassements des essais 6 et 7 permet d'estimer à 8 et 11 heures de rotation supplémentaire, le temps nécessaire pour achever la consolidation.

La mise en place des remblais dans la centrifugeuse est très rapide (dix secondes, correspondant à un jour à l'échelle du prototype), de sorte que l'on peut admettre que l'argile a un comportement non drainé pendant le chargement. Sous le milieu du remblai, où les déplacements du sol sont principalement verticaux, la charge appliquée au sol est donc entièrement reprise par l'eau, d'où $\Delta u = \Delta \sigma_v$. Le tableau 3.28 donne les valeurs du coefficient de pression interstitielle $B_1 = \Delta u / \Delta \sigma_v$ pour les différentes sondes placées au sein du massif argileux. Les variations de pression interstitielle Δu sont exprimées en kilopascals. La valeur de $\Delta \sigma_v$ est égale à la charge maximale apportée par le remblai, soit 46 kPa, et n'est pas modifiée en fonction de la position du capteur. Il est donc normal que la réponse du sol soit plus faible loin de la zone chargée (la valeur de Δu est en général voisine de la variation de la contrainte totale moyenne, plus faible que $\Delta \sigma$, quand on s'éloigne de l'axe de la zone chargée).

Tableau 3.28 : Valeurs de $\Delta u/\Delta \sigma$, avec Δu en kPa.

			Capteurs de pressions interstitielles.				
			1	2	3	4	5
Essai 4	Remblai principal	Δu (mesurée)	40	28,89	20	6,67	26,67
		$\Delta u/\Delta \sigma$	0,87	0,63	0,43	0,15	0,58
	Remblai adjacent	Δu (mesurée)	4,44	11,11	26,67	24,44	4,44
		$\Delta u/\Delta \sigma$	0,10	0,24	0,58	0,53	0,10
Essai 5	Remblai principal	Δu (mesurée)	41,25	31,25	12,5	6,25	31,25
		$\Delta u/\Delta \sigma$	0,89	0,68	0,27	0,14	0,68
	Remblai adjacent	Δu (mesurée)	6,25	11,25	30	37,5	8,75
		$\Delta u/\Delta \sigma$	0,14	0,24	0,65	0,82	0,19
Essai 6	Remblai principal	Δu (mesurée)	38,33	32	12,8	9,6	33,6
		$\Delta u/\Delta \sigma$	0,83	0,69	0,28	0,21	0,73
	Remblai adjacent	Δu (mesurée)	10	16	25,6	24	14,4
		$\Delta u/\Delta \sigma$	0,22	0,35	0,56	0,52	0,31
Essai 7	Remblai principal	Δu (mesurée)	37,5	37,5	20	10	32,5
		$\Delta u/\Delta \sigma$	0,82	0,82	0,44	0,22	0,71
	Remblai adjacent	Δu (mesurée)	7,5	15	32,5	25	2,5
		$\Delta u/\Delta \sigma$	0,16	0,33	0,71	0,54	0,05

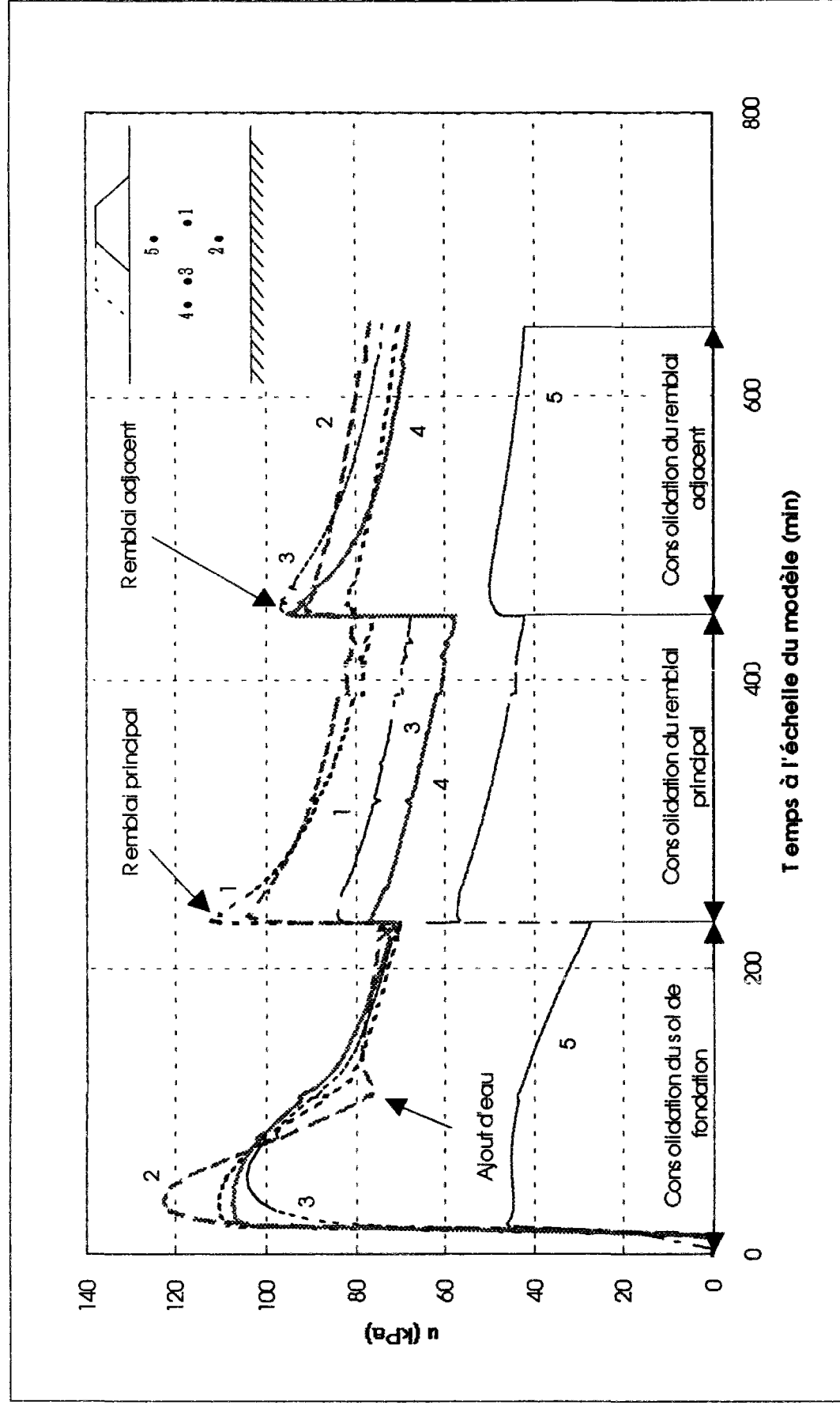


Figure 3.35 : Evolution des pressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 5).

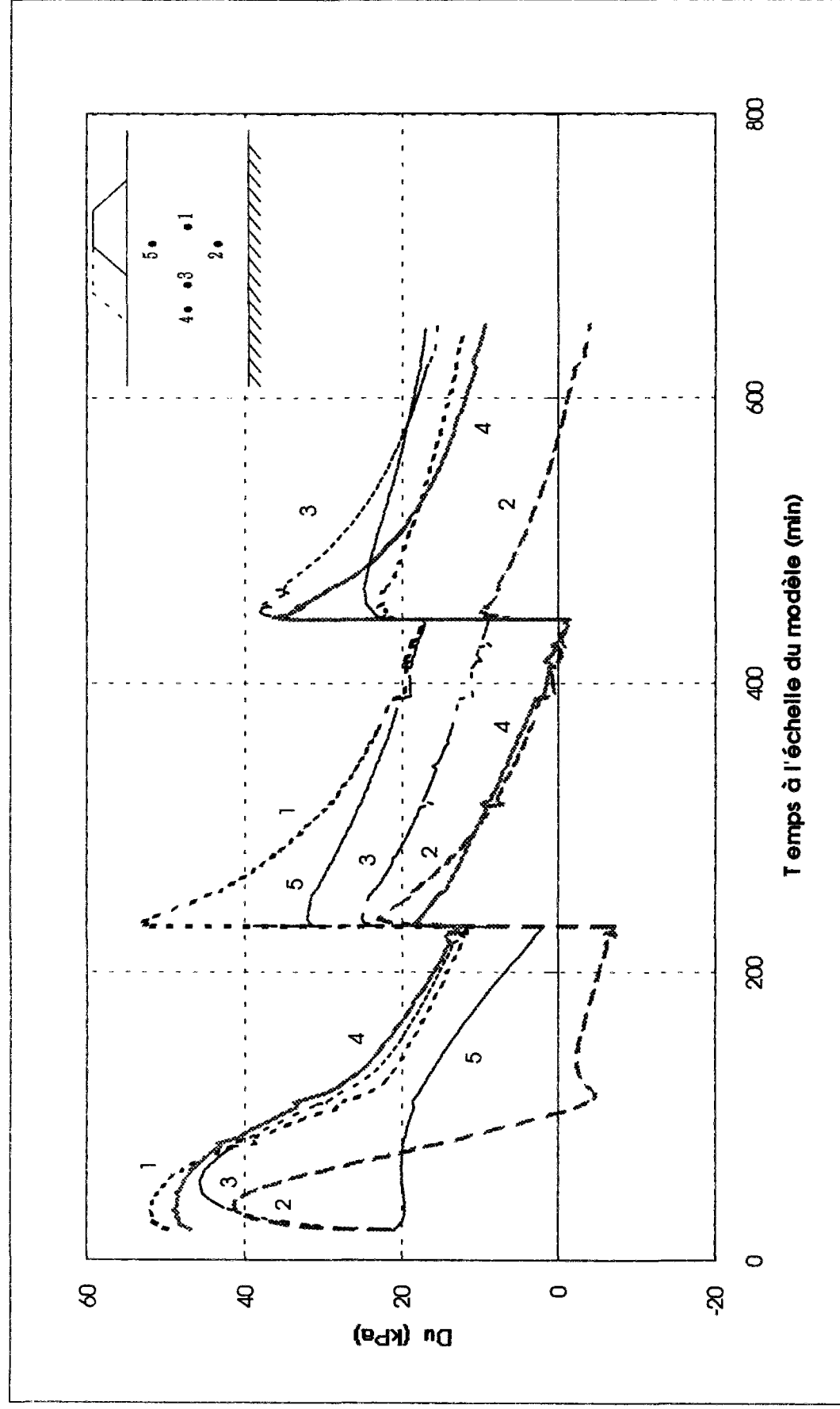


Figure 3.36 : Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 5).

3.2.3.5. Tassements

Les tassements enregistrés au cours de la montée en accélération ne sont pas pris en compte : une remise à zéro a été faite à l'arrivée à 70 g. On s'intéresse dans ce rapport aux tassements mesurés à l'issue de la montée en accélération. Les capteurs de déplacements verticaux sont placés par paires dans la direction longitudinale des remblais (Figure 3.22).

Les capteurs 1, 2 et 10, 11 sont dissociés du portique support des capteurs. Ils sont placés respectivement sur une poutre allégée et sur une console fixée sur un plat martyr posé selon l'axe des x du conteneur (Figure 3.22). On peut supposer que les capteurs 10 et 11 se sont stabilisés à l'issue de la montée en accélération.

Les capteurs de déplacement vertical sont des capteurs potentiométriques de 55 mm, 75 mm et 100 mm de course, dont la plage de précision est de $\pm 0,1 \%$ de l'étendue de mesure.

La figure 3.37 présente les courbes de tassement des différents capteurs en fonction du temps pendant la consolidation du massif argileux, y compris la phase de montée en accélération. L'allure de la courbe suggère que les capteurs enregistrent un gonflement au cours de la montée en accélération. Mais ce gonflement n'est autre qu'un effet de mise en place du portique sous son poids propre. En effet, la réponse des capteurs lors de la montée en accélération se traduit électriquement par une réduction de la course du capteur par rapport à son état initial (Figure 3.38).

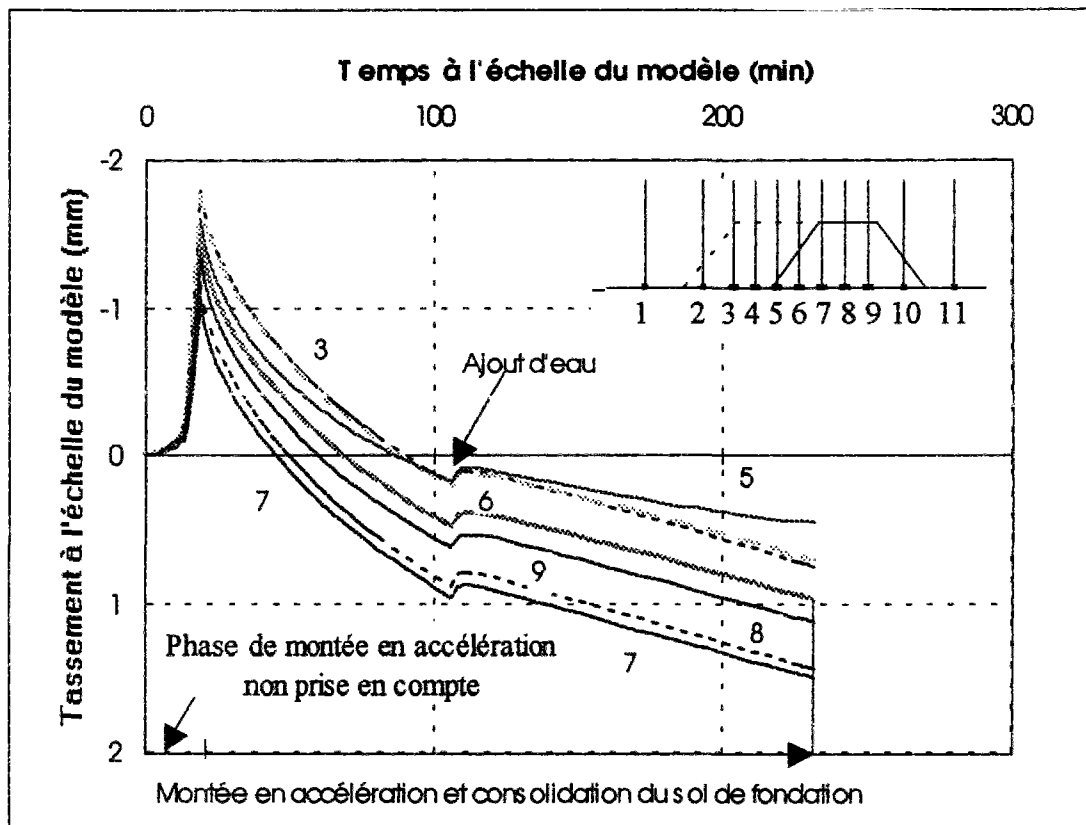


Figure 3.37 : Déplacements des capteurs 3 à 6 en fonction du temps (essai 5).

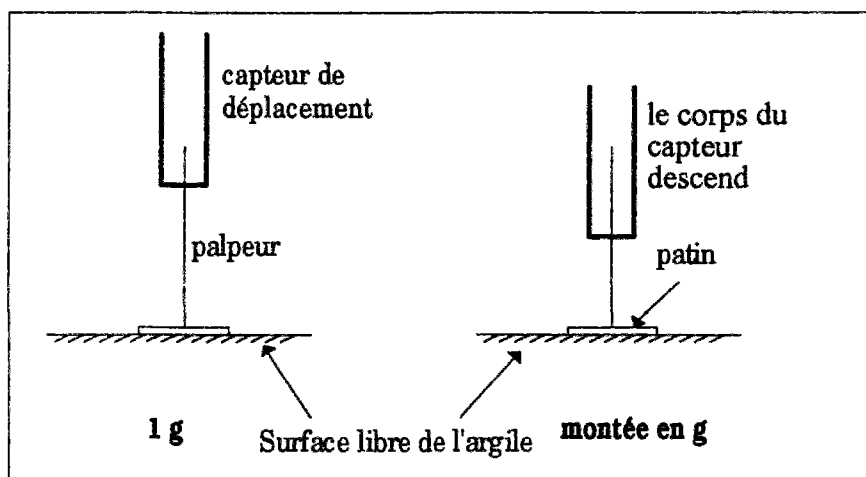


Figure 3.38 : Comportement d'un capteur de déplacement vertical en cours de montée en accélération

Les mesures enregistrées au cours de la montée en accélération ne traduisent donc pas le mouvement du sol. C'est pour cette raison que l'on n'a pris en compte que les valeurs mesurées à l'issue de cette phase. Les figures 3.41 et 3.42 montrent les tassements des différents capteurs après remise à zéro à 70g ; ces capteurs enregistrent des tassements à peu près identiques à l'exception du capteur 5 et des capteurs 10 et 11. On peut donc supposer une stabilisation des dispositifs d'essai et de mesure à l'issue de la montée en accélération.

On a constaté une dissymétrie des tassements par rapport à l'axe du remblai lors des essais 2 et 3 où sont apparues des ruptures dont les causes ont été expliquées antérieurement. Cette dissymétrie est liée à certains aspects des procédures opératoires (présence d'un tube de réalimentation de la nappe et d'un bloc de klégécel en bord de conteneur) (Figure 3.39) et à la faible résistance du sol.

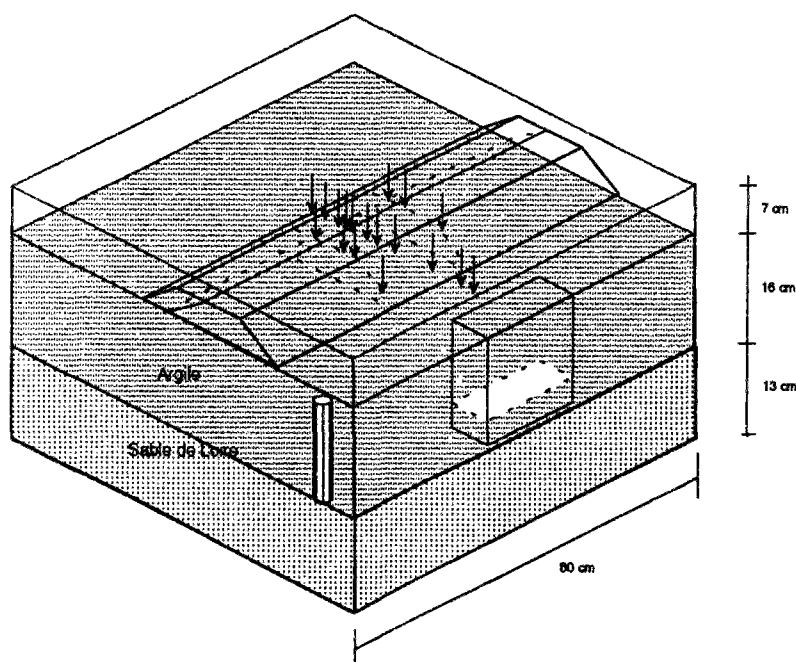


Figure 3.39 : Vue en perspective du modèle.

La figure 3.40.a présente une coupe transversale du conteneur suivant la coupe (B-B) (Figure 3.22) montrant la mise en place du bloc de klégécel dans l'essai 2. Sous la pression de l'eau, le bloc de faible densité a tendance à remonter en surface, créant ainsi un vide que le sol vient combler. On enregistre ainsi des tassements plus importants du sol du côté du pivot de la centrifugeuse à l'arrêt. Par la suite, dans les essais 4, 5, 6 et 7, un système de fixation a été mis en place pour éviter tout mouvement dans le sens vertical du bloc de klégécel. Après l'enlèvement des fils allonges et des prises des sondes de pressions interstitielles de la boîte de jonction, des petits sacs de sable ont été disposés à l'intérieur pour combler le vide (Figure 3.40.b).

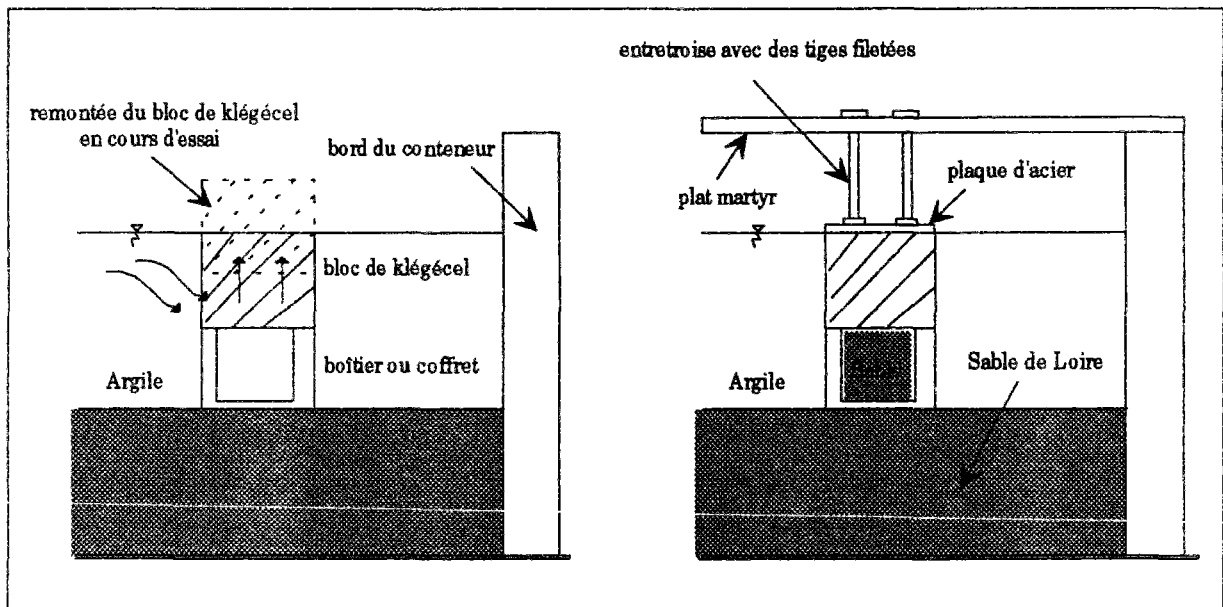


Figure 3.40.a : essai 2

Figure 3.40.b : essais 4, 5, 6 et 7

Figure 3.40 : Fixation du bloc de klégécel .

L'analyse des tassements des différents capteurs à l'issue de la montée en accélération montre que les capteurs de déplacements 1 à 6 et 8 à 11 (Figures 3.41 et 3.42) présentent des comportements différents au moment de l'alimentation en eau, destinée à remettre à niveau la nappe d'eau. En effet, les capteurs 1 à 9 enregistrent un gonflement alors que les capteurs 10 et 11 présentent un tassement. Le gonflement enregistré est probablement lié à la désaturation du sol dans sa partie haute pendant la phase d'instrumentation du massif, qui dure 2 à 3 jours après l'enlèvement du piston à la fin de la consolidation en laboratoire. Le modèle est ensuite alimenté en eau avant et pendant la centrifugation, de sorte que le sol peut absorber de l'eau et donc gonfler. L'alimentation en eau est assurée par le tube piézométrique au niveau de la couche de sable de Loire et en haut du massif. Sous l'effet de l'accélération centrifuge, il se produit une concentration d'eau du côté du pivot de la machine. Cette eau constitue un poids supplémentaire qui vient s'ajouter au poids propre du massif, contribuant au tassement du sol enregistré par les capteurs 10 et 11. Mais les tassements des capteurs 10 et 11 semblent surtout dus au déplacement du sol vers l'emplacement du bloc de klégécel suite à la déformation de l'argile en cours de montée en accélération. En effet, d'une part, les sacs de sable disposés dans le coffret ne combleront pas entièrement le vide et, d'autre part, les interfaces entre ce coffret et le bloc de klégécel dans le sens horizontal, ainsi que l'interface entre ce dernier et l'argile dans le sens vertical, ne sont parfaitement planes.

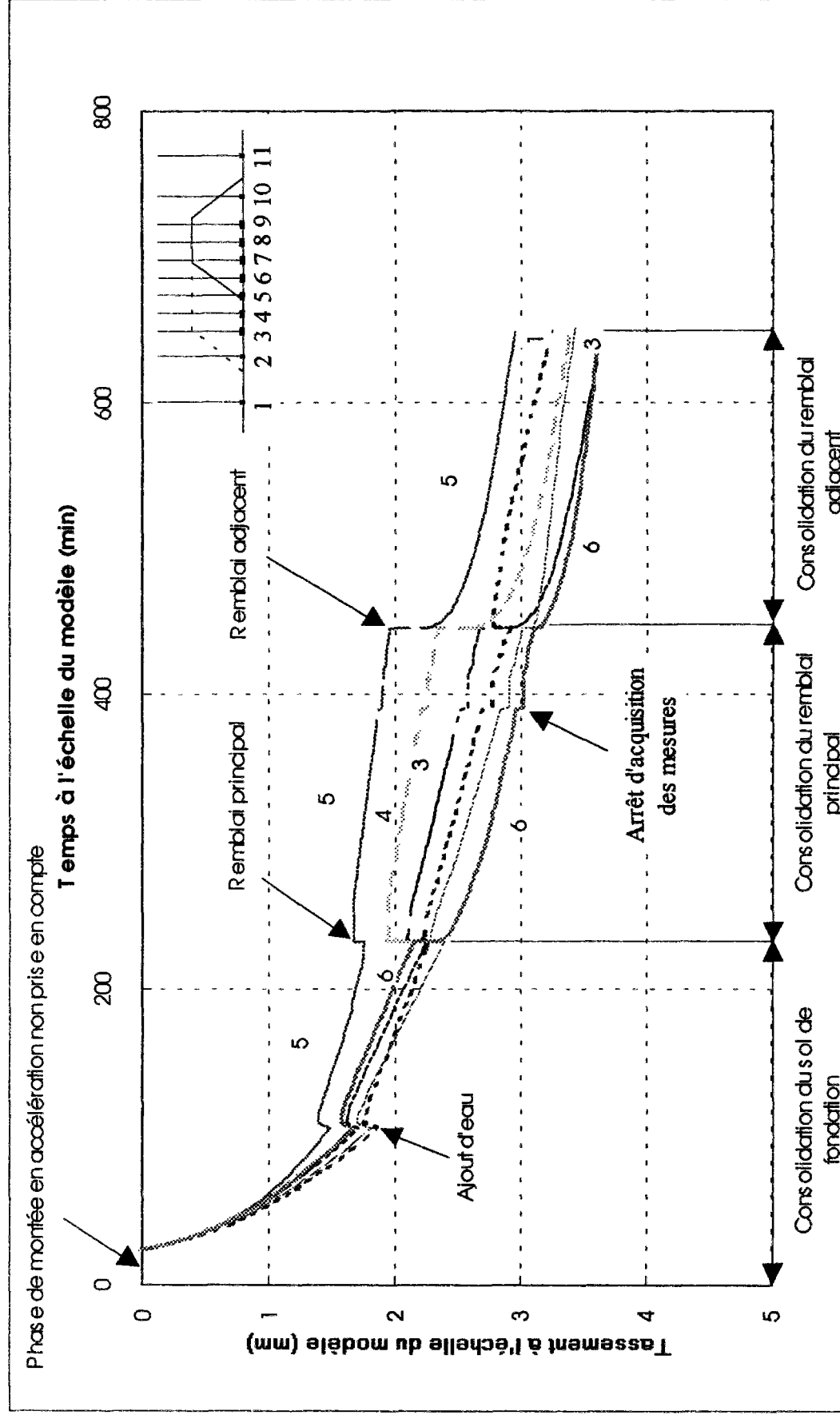


Figure 3.41 : Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (capteurs 1 à 6) (essai 5)

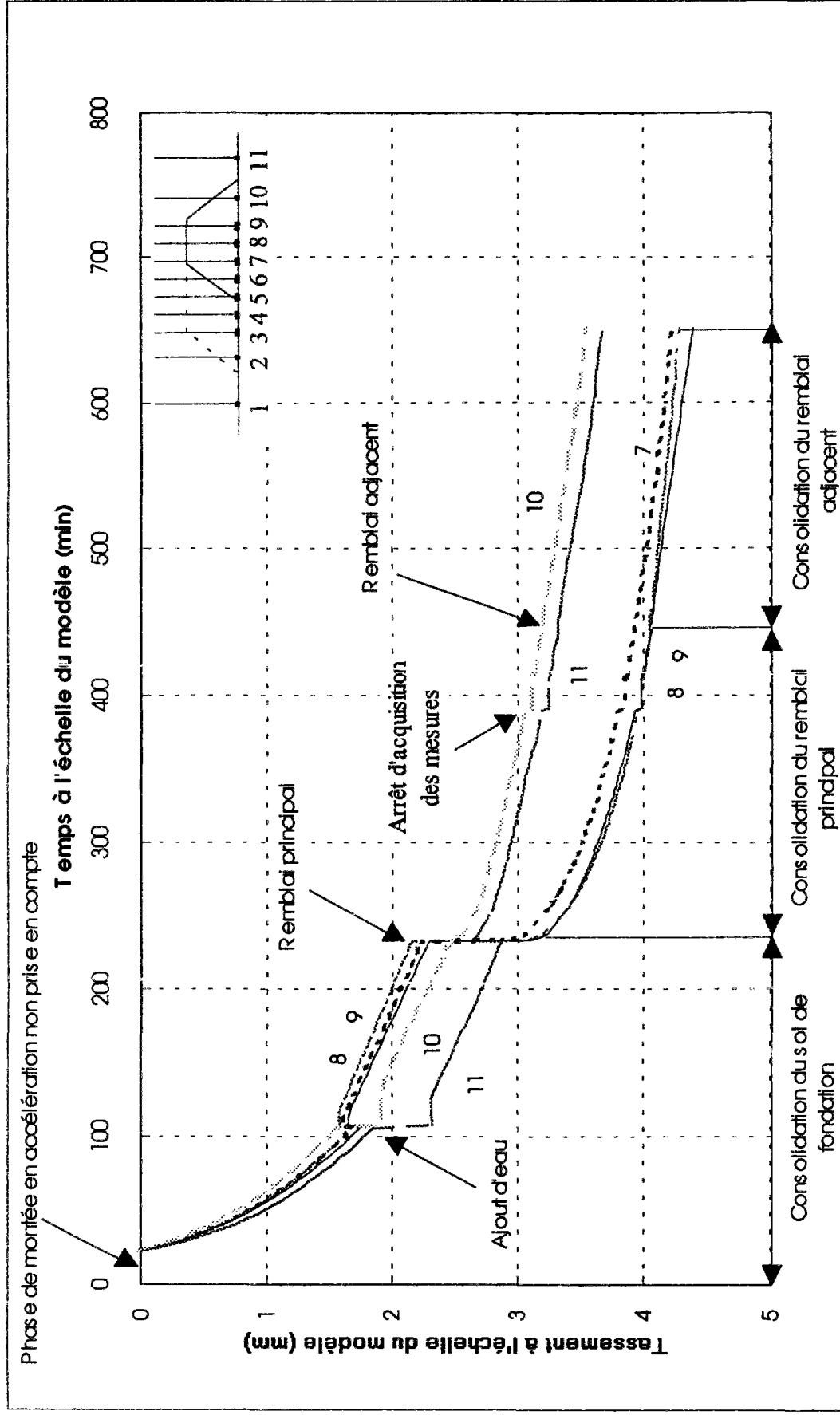


Figure 3.42 : Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (capteurs 7 à 11) (essai 5).

Pour l'étude de l'effet du dernier chargement par rapport au premier, on a représenté sur la figure 3.43 la partie centrale de la courbe de la figure 3.42 en fonction du logarithme du temps, comme il est d'usage pour les tassements de consolidation.

Les courbes obtenues ont la forme typique des tassements des sols argileux qui sont initialement surconsolidés et qui le restent sous la charge appliquée (Figure 3.43). Cette observation a conduit à s'interroger sur la nature exacte du phénomène physique contrôlant l'évolution du modèle sous 70 g : consolidation classique ou fluage après une consolidation primaire partielle très rapide due à la surconsolidation du sol. Cette question est très importante pour le changement d'échelle car le tassement primaire final à l'échelle du prototype comprend une part plus au moins grande de tassement dit de fluage suivant la durée de la consolidation.

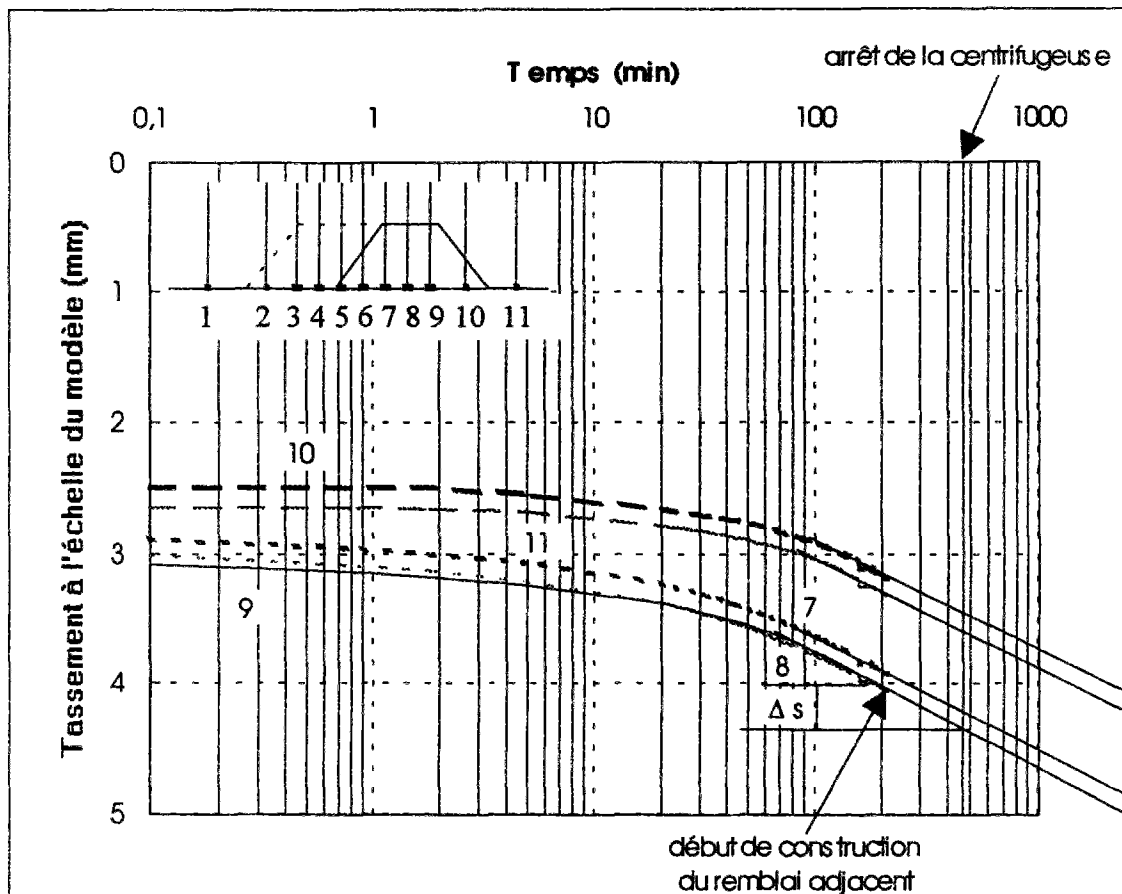


Figure 3.43 : Déplacements des capteurs verticaux (8, 9, 10 et 11) en fonction du logarithme du temps (essai 5).

L'analyse de la courbe de la figure 3.43 montre que le tassement se poursuit selon une loi que l'on peut linéariser en fonction du logarithme du temps. Le taux de fluage correspondant à la pente finale des courbes $s = f(\lg t)$ est voisin pour tous les capteurs et vaut approximativement $C_{\alpha} = 0,007$ (ce qui correspond à un indice de fluage $C_{\alpha e} = 0,016$). Cette valeur est plus forte que celle déduite des essais de fluage réalisés après centrifugation

sur des éprouvettes du conteneur 5 (tableau 3.12). La valeur déduite de la figure 3.43 est plus vraisemblable (rapport $C_{\alpha e}/C_c \cong 0,016/0,5 \cong 0,032$) que les valeurs oedométriques, peut être parce que les essais de fluage oedométriques ont été exécutés avec des charge faibles.

Les figures 3.44 et 3.45 montrent respectivement, suivant le profil en travers des deux remblais, les tassements cumulés et les tassements dus au remblai adjacent. Le tableau 3.29 regroupe le tassement dans l'axe du remblai principal pour les différents essais sous l'effet du remblai principal et du remblai adjacent.

Tableau 3.29 : Tassement mesuré à l'échelle du modèle dans l'axe du remblai principal (en mm).

	Remblai principal (s_n)	Remblai adjacent (s_a)	$s_a / s_n(\%)$
Essai 4	2,87	0,18	6,27
Essai 5	1,91	0,22	11,52
Essai 6	5,09	0,38	7,44
Essai 7	5,74	0,28	4,97

La construction du remblai adjacent a un faible effet sur les tassements, qui s'étend au delà de l'axe du remblai principal pour les deux variantes d'essai. Sous l'effet du nouveau remblai, l'axe de l'ancien tasse en surface (pendant 704 jours) respectivement de 1,5 cm (0,21 cm) et de 2,3 cm (0,33 cm) pour la première et seconde variantes à l'échelle du prototype, soit un peu plus de 6 % du tassement dû à sa propre construction et consolidation.

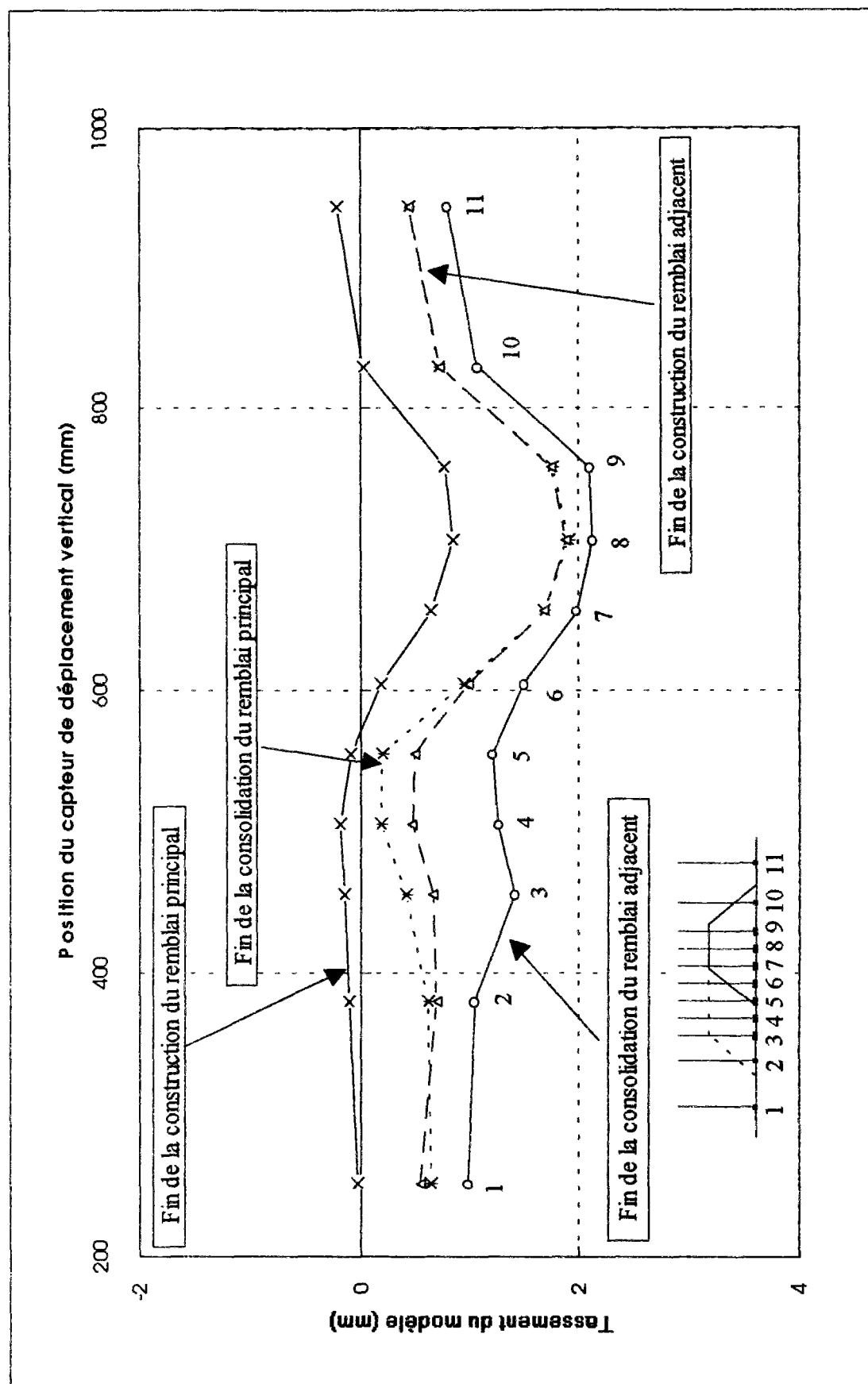


Figure 3.44 : Profil de tassement moyen en fonction du temps (essai n° 5).
 (origine des tassements : état à la fin de la montée à 70 g).

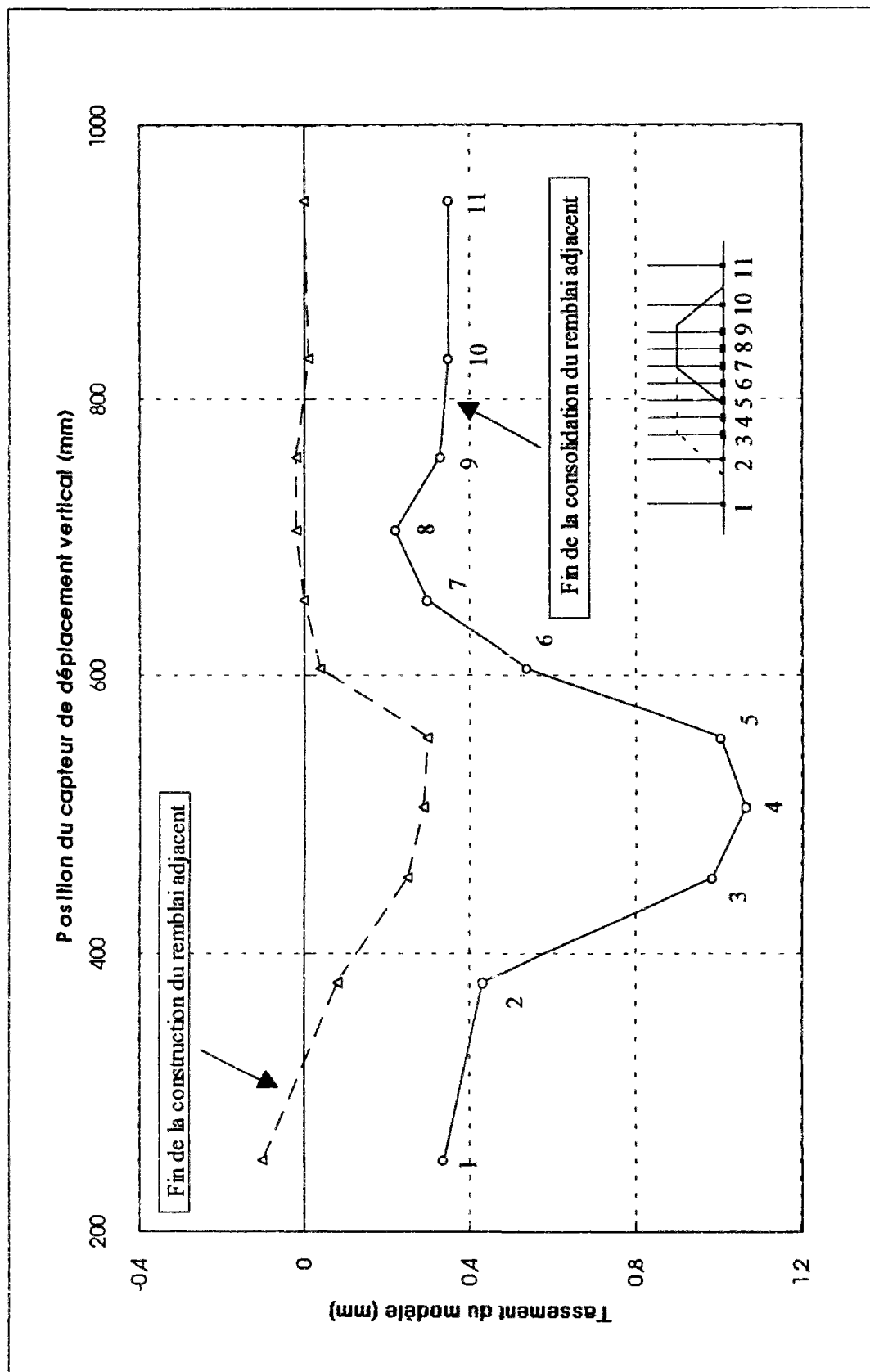


Figure 3.45 : Profil de tassement moyen en fonction du temps dû au remblai adjacent (essai n° 5).
(origine des tassements : fin de la consolidation du remblai principal).

3.2.3.6. Déplacements horizontaux

La déformée libre du sol est obtenue par une double intégration de la courbe des moments restitués par les mesures des jauges avec, pour conditions limites, la valeur du déplacement en tête et un déplacement supposé nul en pied de l'inclinomètre.

La mise en place de l'inclinomètre se fait par enfoncement dans le massif d'argile, sitôt la fin de la consolidation du sol à 1g. L'inclinomètre ainsi introduit dans le sol peut ne pas être strictement vertical au début de l'essai, bien que l'on suppose qu'il le soit. On constate à la fin de l'essai, après découpe, que ce mode opératoire a provoqué un refoulement du sol, comme le montre la figure 3.46. La consolidation du massif de sol entourant l'inclinomètre, qui était homogène à la fin de la consolidation à 1g, a donc été perturbée.

L'encastrement de l'inclinomètre est assuré par l'enfoncement de son extrémité dans la couche de sable de Loire, qui joue le rôle de substratum. On suppose ainsi que l'inclinomètre est empêché de tout mouvement dans cette partie. Mais la figure 3.47 montre des déplacements non nuls dans la partie située dans le sable de Loire, ce qui montre que l'encastrement n'est pas parfait et que la deuxième condition aux limites peut être une source d'erreur sur les déplacements trouvés.

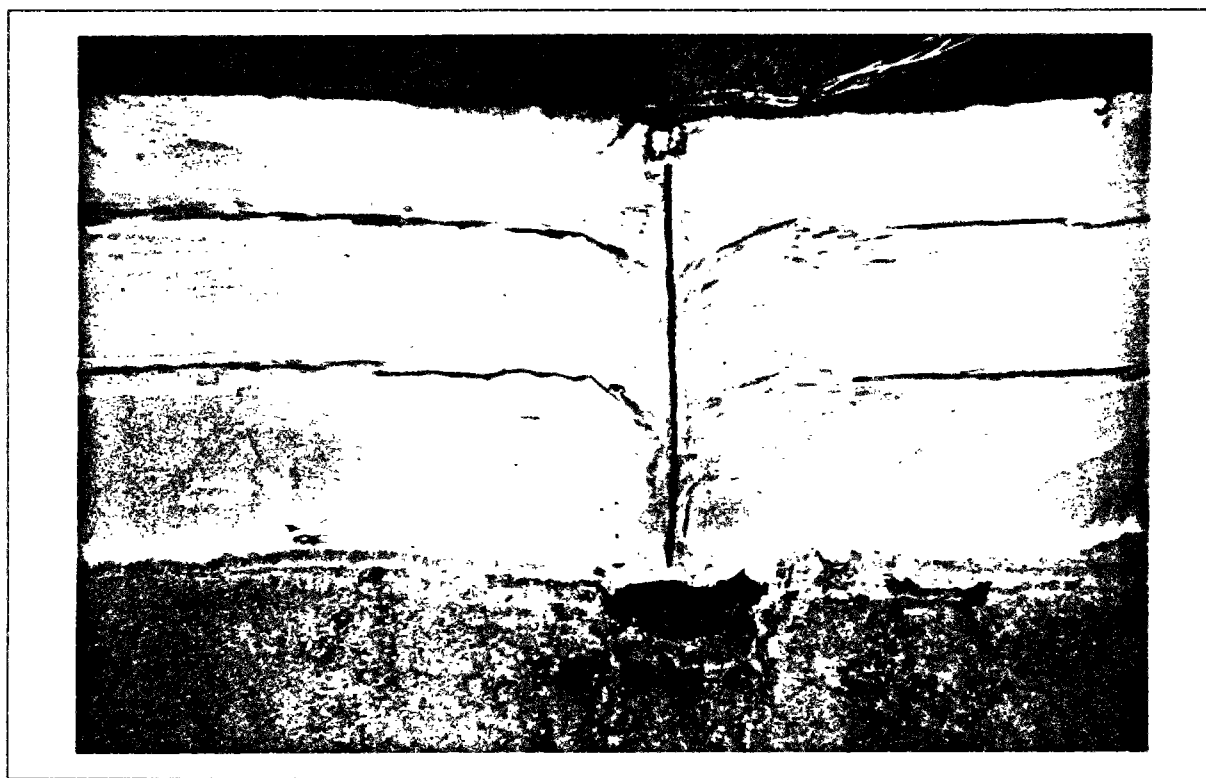


Figure 3.46 : Mise en place de l'inclinomètre I3 (essai 5), vue à la fin de l'essai.

L'origine des déplacements horizontaux présentés dans ce chapitre correspond à la position des inclinomètres à la fin de la période de reconsolidation du massif argileux sous 70 g. Les étapes 1 à 4 de la figure 3.47 correspondent respectivement à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai principal (étapes 1 et 2) et à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai adjacent (étapes 3 et 4).

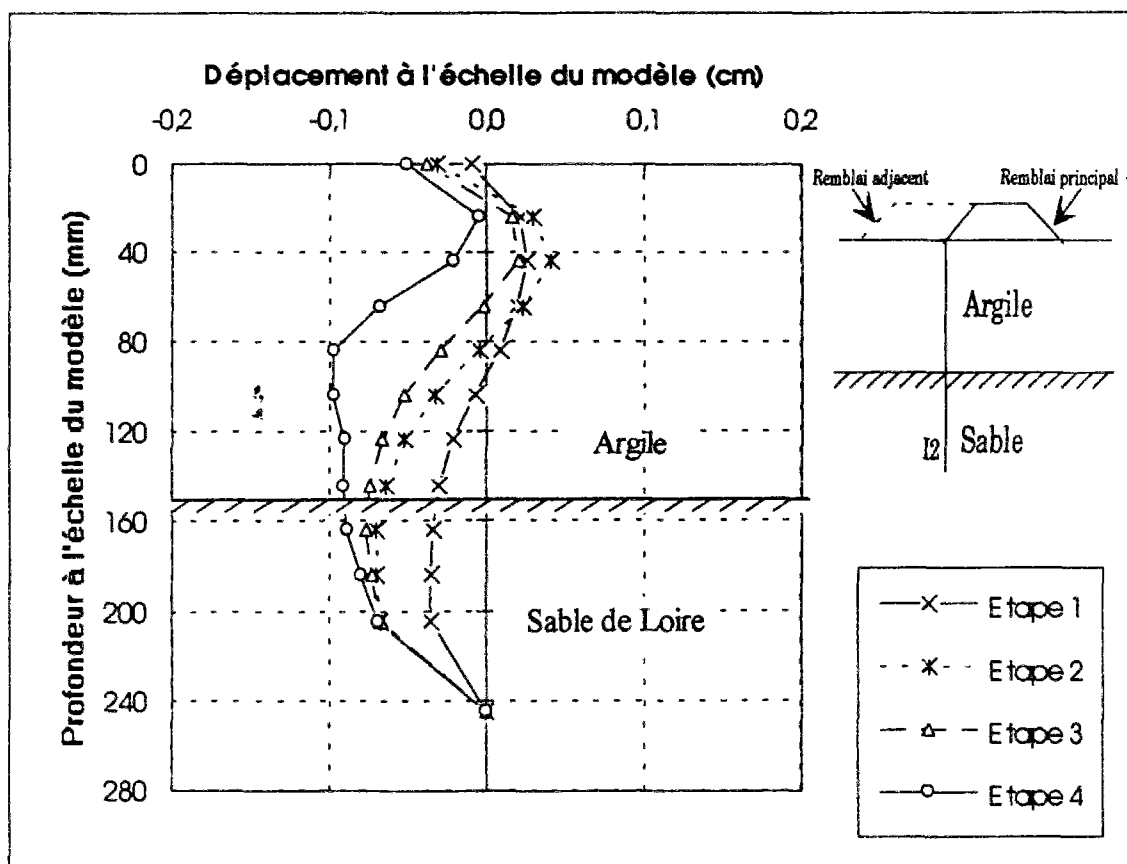


Figure 3.47 : Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 situé au pied du remblai principal (essai 5) (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)

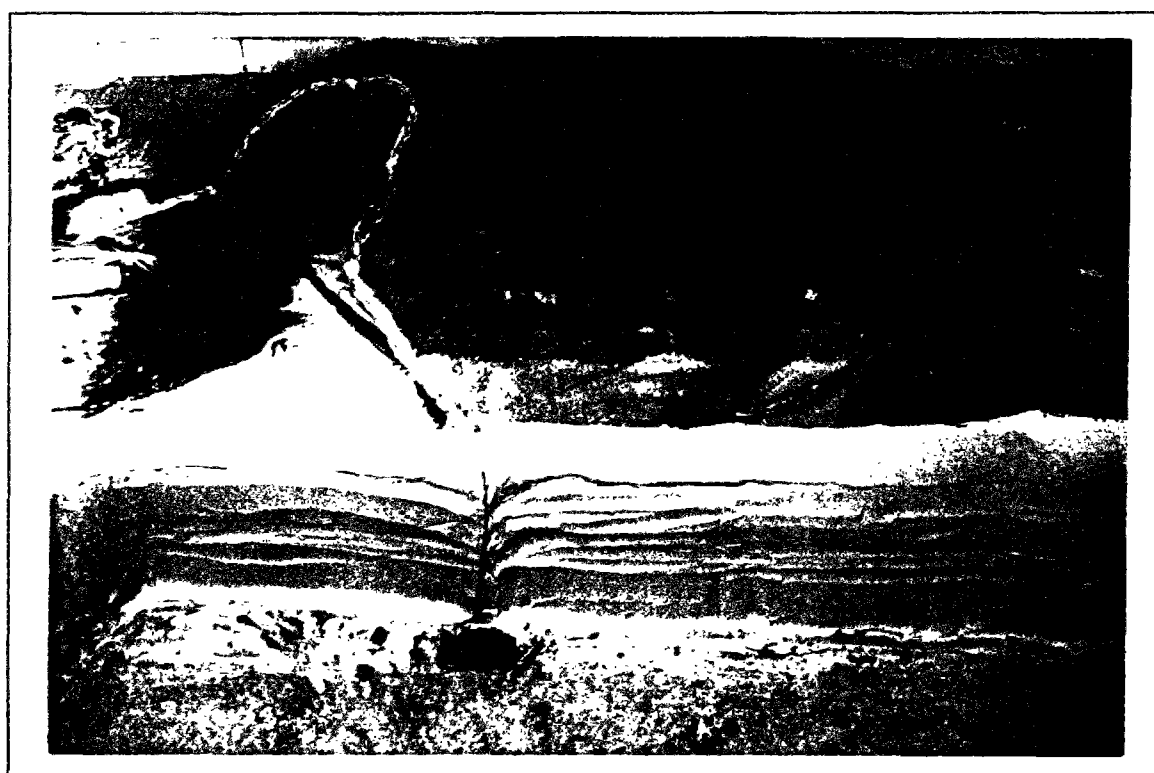


Figure 3.48 : Vue de la déformée finale de l'inclinomètre I2 à la fin de l'essai (essai 5).

Suite à l'étalonnage des inclinomètres, préalable à la phase expérimentale, on a pu déterminer la plage d'incertitude sur la mesure des moments, qui est de $\pm 10 \%$ (Figure 3.49). La méthode utilisée pour effectuer la double intégration est la méthode des trapèzes corrigée, qui consiste en un calcul d'aires. L'incertitude sur les déplacements horizontaux est donc de $\pm 10\%$.

Le calcul de la déformation théorique se fait comme suit. La contrainte maximale sur la fibre supérieure de l'inclinomètre est égale à

$$\sigma = \frac{M v}{I} \quad (3.6.)$$

D'après la loi de Hooke, la contrainte est reliée à la déformation par la relation

$$\sigma = \varepsilon E \quad (3.7.)$$

En égalant les deux expressions ci-dessus, on obtient l'expression de la déformation théorique d'une jauge en fonction de la masse appliquée et de la position de cette dernière le long de l'inclinomètre :

$$\varepsilon = \frac{m g v x}{E I} \quad \varepsilon = 0,0876 m x$$

avec

- M moment ;
- m masse utilisée pour réaliser l'étalonnage ;
- v demi-épaisseur de la lame d'acier ;
- E I rigidité de l'inclinomètre ;
- x position de la jauge le long de l'inclinomètre.

La précision de la mesure est de $\pm 2 \%$ pour les capteurs de déplacements horizontaux placés en tête d'inclinomètre.

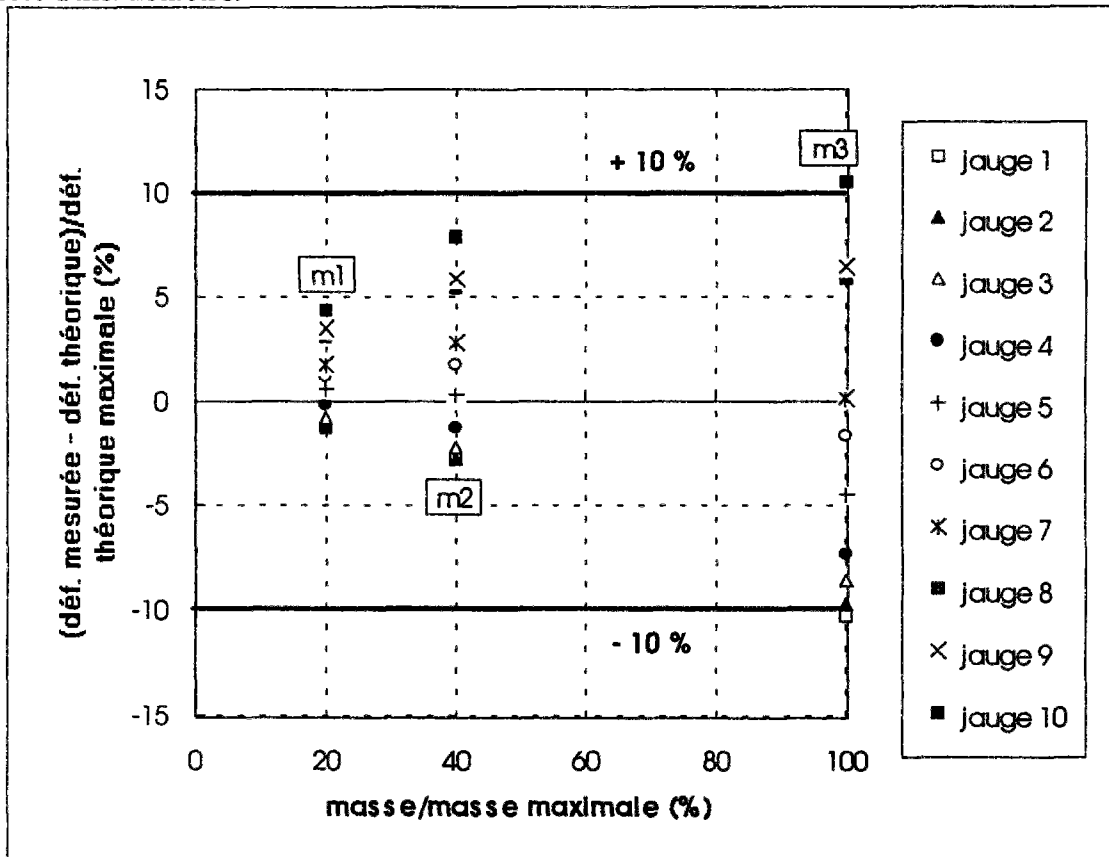


Figure 3.49 : Incertitude sur la mesure de moments.

Pour la détermination des déformées des inclinomètres comportant des jauges défectueuses (Tableau 3.30), on a procédé à un lissage des courbes des moments enregistrés.

Tableau 3.30 : Liste des jauges par inclinomètre présentant des anomalies.

Essais	Jauges présentant des anomalies
Essai 2	Inclinomètre I1 jauge 1
Essai 5	Inclinomètre I1 jauge 1 et 10 Inclinomètre I3 jauge 5
Essai 6	Inclinomètre I1 jauge 8, 9 et 10 Inclinomètre I2 jauge 1 et 8 Inclinomètre I3 jauge 1
Essai 7	Inclinomètre I2 jauge 1 Inclinomètre I3 jauge 5

D'après le principe de l'inclinométrie, le tube inclinométrique doit être solidaire du terrain et suffisamment flexible pour épouser le mouvement du sol. Or la rigidité de l'inclinomètre ($EI = 537,8 \text{ kNm}^2$) utilisé dans nos essais est très grande par rapport à celle d'un inclinomètre réel. Cette rigidité correspond pour le prototype à la plus petite palfeuille en acier DWU 7500 (ARBED), dont le moment d'inertie est de $777 \text{ cm}^4/\text{m}$.

Etant donné la rigidité de ces inclinomètres, ils résistent forcément aux poussées latérales du sol provoquées par la construction des remblais. C'est pourquoi les déformées obtenues ne correspondent pas vraiment à la déformée libre du sol.

Les photos présentées dans ce rapport montrant des inclinomètres déformés sont à prendre avec précaution (Figures 3.46 et 3.48 et figures dans les annexe III-F, G). En effet, la déformée finale observée sur la photo est une déformée par rapport à un état initial mal connu pour les raisons de mise en place décrites ci-dessus.

Le tableau 3.31 regroupe les valeurs maximales des déplacements horizontaux pour chaque inclinomètre sous l'effet de la construction du remblai principal et sous l'effet du remblai adjacent pour les deux variantes d'essais.

Tableau 3.31 : Déplacement horizontal maximal pour chaque inclinomètre (mm).

	Inclinomètre	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7
Remblai principal	I 1	0,65	0,29	1,59	1,86
	I 2	0,55	0,69	3,38	3,45
	I 3	1,41	0,95	2,32	1,85
Remblai adjacent	I 1	1,15	0,42	1,88	4,65
	I 2	1,23	0,92	0,95	4,46
	I 3	0,12	0,59	0,52	0,57

Les figures 3.50 et 3.51 présentent respectivement le déplacement horizontal en pied de remblai principal (I2) sous l'effet du remblai adjacent pour les essais 5 et 6. La figure 3.52 donne les déplacements cumulés de l'essai 6 pour les quatre étapes de l'essai.

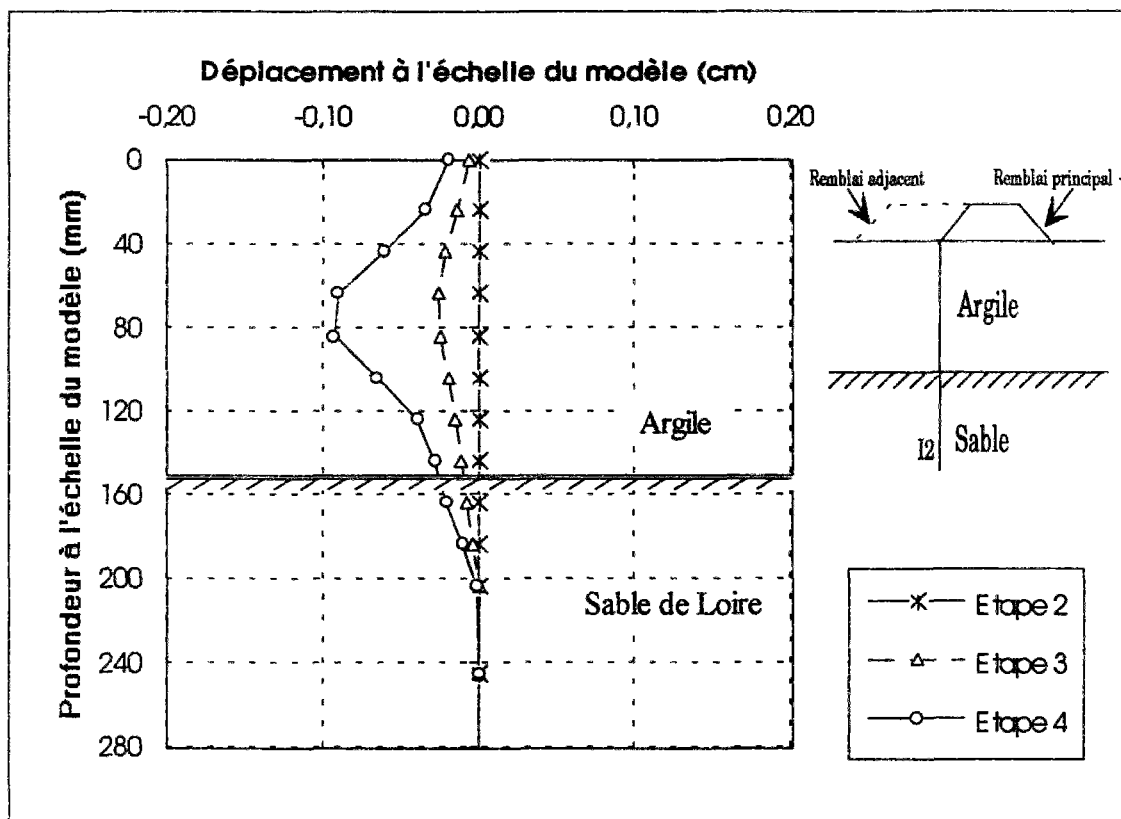


Figure 3.50 : Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 situé au pied du remblai principal (essai 5), après la construction du remblai adjacent.

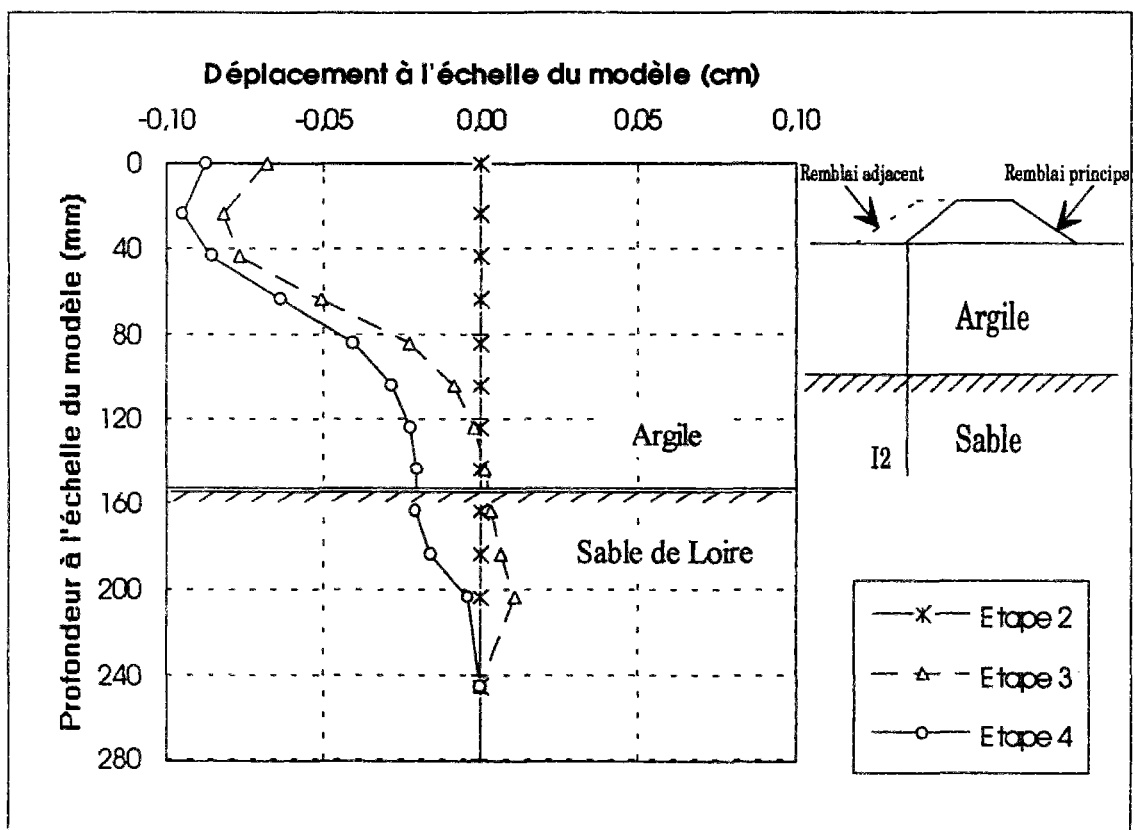


Figure 3.51 : Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 situé au pied du remblai principal (essai 6), après la construction du remblai adjacent.

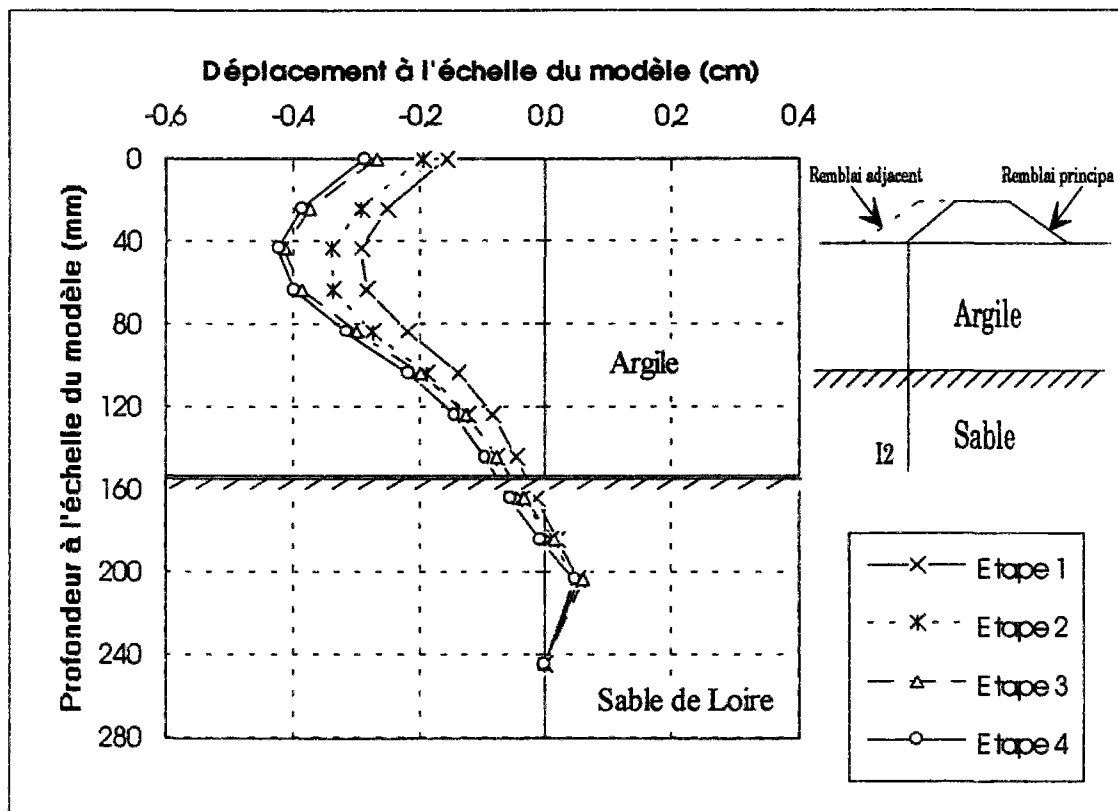


Figure 3.52 : Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 situé au pied du remblai principal (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre) (essai 6)

Les déplacements horizontaux obtenus avec ces inclinomètres présentant une certaine rigidité ne permettent pas de quantifier correctement l'influence de la construction d'un remblai adjacent.

3.3. Calculs manuels et comparaison avec les mesures

Dans le but d'établir une comparaison entre les mesures et les solutions classiques, des calculs de tassement et de déplacements horizontaux ont été réalisés par les méthodes citées dans le chapitre I.

3.3.1. Amplitude des tassements

3.3.1.1. Tassement immédiat

Dans la première phase de chargement, le sol présente un comportement non drainé avec déformation à volume constant ($v = 0,5$). Il est considéré comme élastique, isotrope et saturé. Le tassement qui en résulte est le tassement immédiat déterminé par la solution de Giroud (1973). Pour les essais 4 et 5, il faut utiliser un module de déformation de 3000 kPa pour que les tassements mesurés et calculés soient voisins ; par contre, pour les essais 6 et 7, il faut prendre un module de déformation de 700 kPa. Cette observation est compatible avec le fait que les résistances mesurées au pénétromètre statique soient plus faibles pour les modèles 6 et 7 que pour les modèles 4 et 5 (Figure 3.17 et annexe III-G).

Tableau 3.32 : Tassement immédiat dans l'axe du remblai principal (en mm).

	Remblai principal			Remblai adjacent		
	mesuré	Giroud	(%)	mesuré	Giroud	(%)
Essai 4	0,79	0,81	-2,47	-0,02	-0,021	-4,76
Essai 5	0,85	0,81	+4,94	-0,02	-0,021	-4,76
Essai 6	3,28	3,46	-5,20	-0,086	-0,12	-28,33
Essai 7	3,63	3,46	+4,91	-0,097	-0,12	-19,17

Le tableau 3.32 compare les tassements immédiats mesuré et calculé dans l'axe du remblai principal lors de la construction du remblai principal et du remblai adjacent. L'écart varie entre -2,47 à + 4,91 % pour le remblai principal et entre -4,76 et -28,33 % pour l'effet du remblai adjacent.

Pour la construction du remblai principal, les tassements immédiats déterminés par la solution classique de Giroud sont en assez bon accord avec les tassements mesurés lors des essais 4 et 5 d'une part (Figure 3.53) et lors des essais 6 et 7, d'autre part (annexe III-G). Par contre, pour l'effet du remblai adjacent, les tassements calculés avec les mêmes modules que le remblai principal sont moins importants que les tassements mesurés et les gonflements sont plus importants (Figure 3.54 et annexe III-G). Cette différence s'explique peut-être par l'utilisation d'une solution élastique, à volume constant. Lors de la construction du remblai adjacent le sol ne satisfait probablement pas à la condition d'un sol homogène et élastique.

3.3.1.2. Tassement de consolidation primaire

Pour calculer le tassement de consolidation du massif de sol sous l'action du remblai principal, nous avons utilisé la méthode oedométrique. Afin de déterminer ce tassement, il faut calculer l'accroissement de la contrainte effective, qui est déterminé au moyen de l'abaque d'Osterberg (1957). Par superposition, on peut calculer les contraintes induites en n'importe quel point dans le massif argileux sous le remblai.

Le tableau 3.33 regroupe les tassements mesurés et calculés par la méthode oedométrique et par le programme CONMULT (Calcul unidimensionnel de la Consolidation des massifs de sols MULTicouches), pour le remblai principal.

Le programme CONMULT (Magnan et al., 1979) résoud par la méthode des différences finies le problème de la consolidation unidimensionnelle d'un multicouche éventuellement non saturé, dont la perméabilité et la compressibilité varient et pour lequel le squelette est doué de fluage.

Tableau 3.33 : Tassement de consolidation dans l'axe du remblai principal (mm).

Essais	sous l'effet du remblai principal			sous l'effet du remblai adjacent	
	mesuré	oedométrique	Conmult	mesuré	oedométrique
4	2,08	2,74	2,25	0,20	0,111
5	1,06	2,74	2,25	0,24	0,111
6	1,81	2,74	2,25	0,46	0,114
7	2,11	2,74	2,25	0,34	0,114

Sous l'effet du remblai principal, pour les deux variantes d'essais, la méthode oedométrique surestime les tassements d'environ 0,74 mm (5 cm) (Figure 3.55 et annexe III-G). Par contre, le tassement calculé par le programme CONMULT se rapproche plus des valeurs mesurées.

La différence entre les tassements mesuré et calculés pour l'essai 5 s'explique par la plus grande résistance de l'argile du massif 5, qui n'a pas été prise en compte dans les calculs.

Sous l'effet de la construction du remblai adjacent, l'allure du profil en travers des tassements mesurés et calculés concorde. Par contre, l'ordre de grandeur des tassements calculés et mesurés reste aléatoire : les mesures de tassements des essais 6 et 7 (Figure 3.56) sont en assez bon accord avec les tassements calculés, mais ce n'est pas le cas pour les essais 4 et 5, qui présentent un écart compris entre 1 et 1,93 mm (7 cm et 13,5 cm) sous la cuvette formée par le remblai (annexe III-G).

3.3.2. Déplacements horizontaux

Le calcul de la déformée libre du sol $G(Z)$ est effectué par la méthode empirique proposée par Bourges, Mieussens (1979) et Tavenas et al. (1979) (chapitre I). Cette méthode de prévision permet de déterminer d'une part la géométrie de la déformée horizontale et d'autre part l'évolution temporelle de l'amplitude maximale du déplacement horizontal ($g_{\max,t}$). Le déplacement horizontal maximal est relié au tassement dans l'axe du remblai par la relation

$$g_{\max,t} = g_{\max,o} + \Delta g_{\max,t} \quad \text{avec} \quad \Delta g_{\max,t} = \Gamma (s_t - s_o)$$

avec :

- s_t tassement total à l'instant t ;
- s_o tassement total à la fin de la construction du remblai ;
- Γ coefficient déterminé à partir des données d'un grand nombre de mesures sur sites, pris égal à 0,16.

Parmi les trois types de courbes proposées pour la déformée libre du sol, nous avons choisi la courbe C2. La figure 3.57 compare pour les essais 5 et 6 les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur, à la fin de la construction (étape 1) et de la période de consolidation du sol de fondation sous l'effet du remblai principal (étape 2).

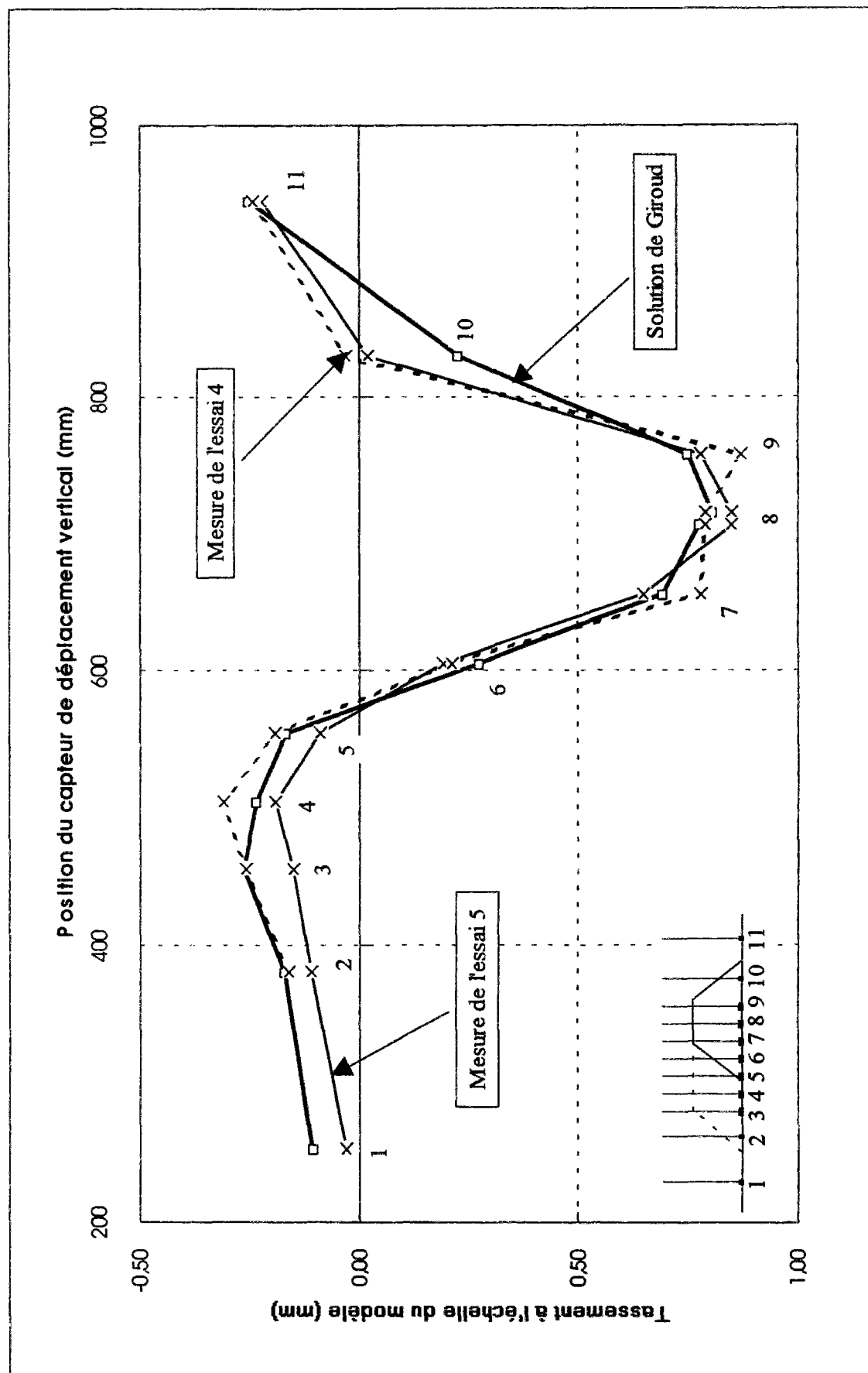


Figure 3.53 : Comparaison des tassements immédiats mesurés à ceux obtenus par la méthode de Giroud sous l'effet du remblai principal.

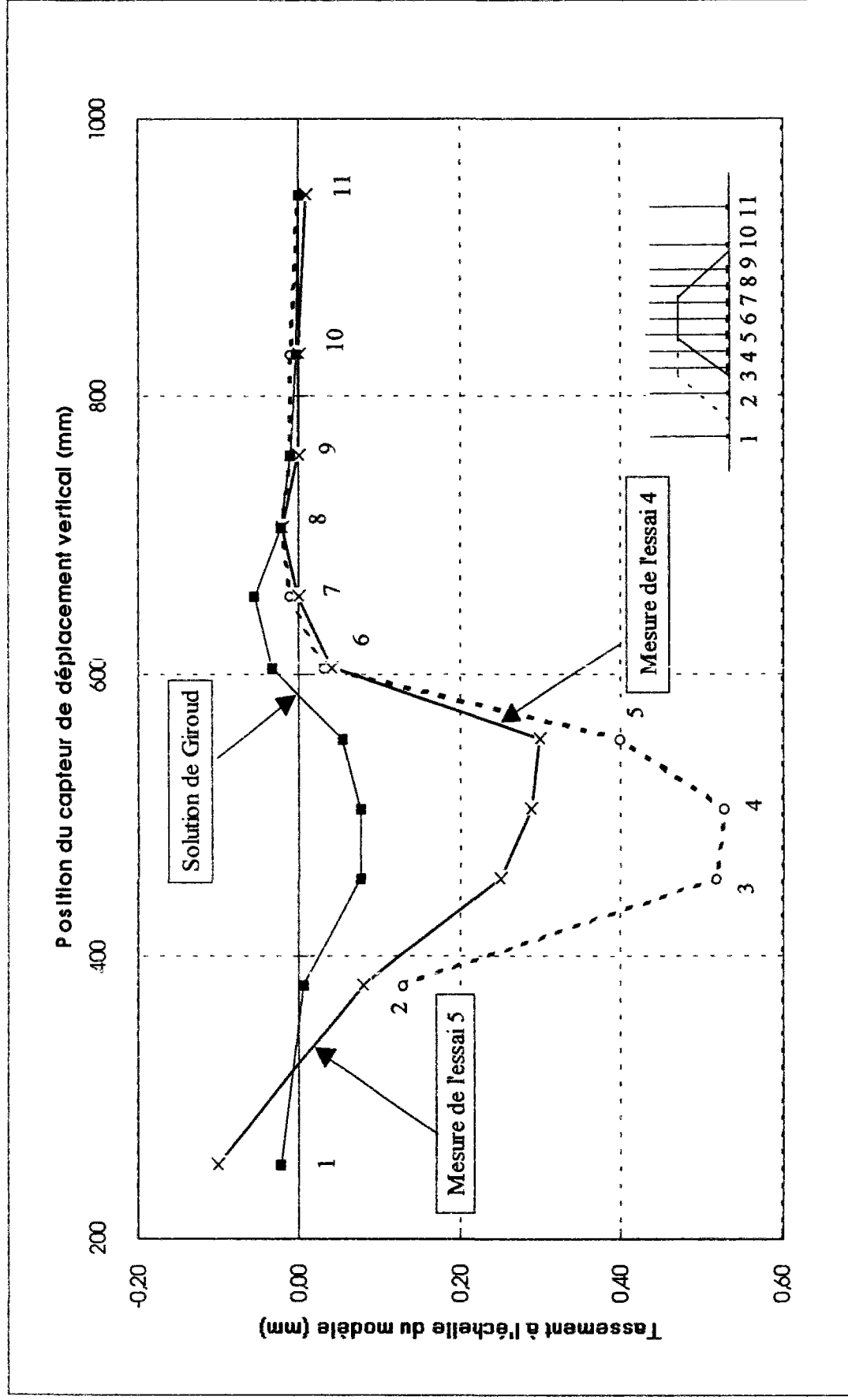


Figure 3.54 : Comparaison des tassements immédiats mesurés à ceux obtenus par la méthode de Giroud sous l'effet du remblai adjacent.
(origine des tassements : fin de la consolidation du remblai principal).

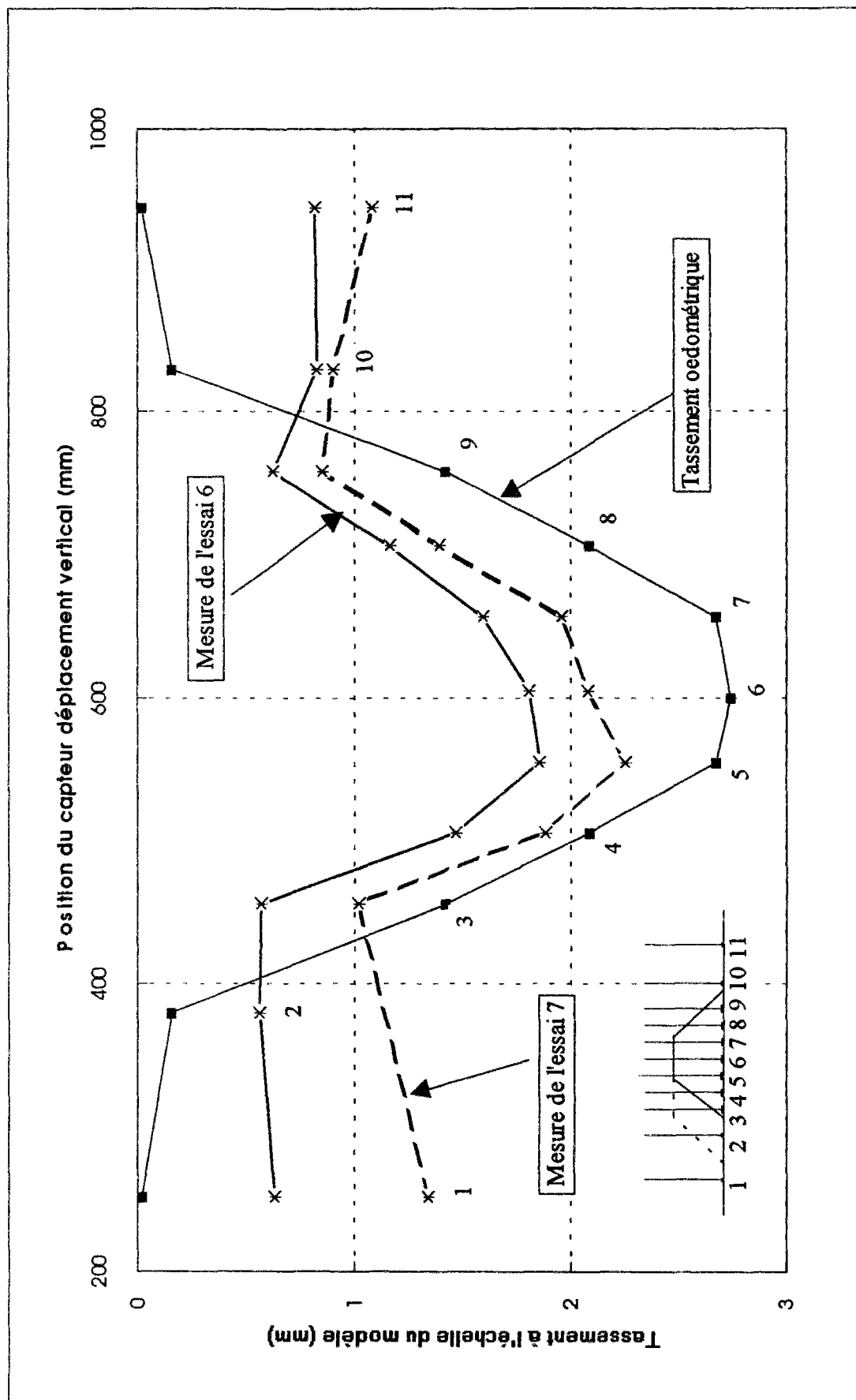


Figure 3.55 : Comparaison des tassements de consolidation mesurés et calculés par la méthode oedométrique sous l'effet du remblai principal.

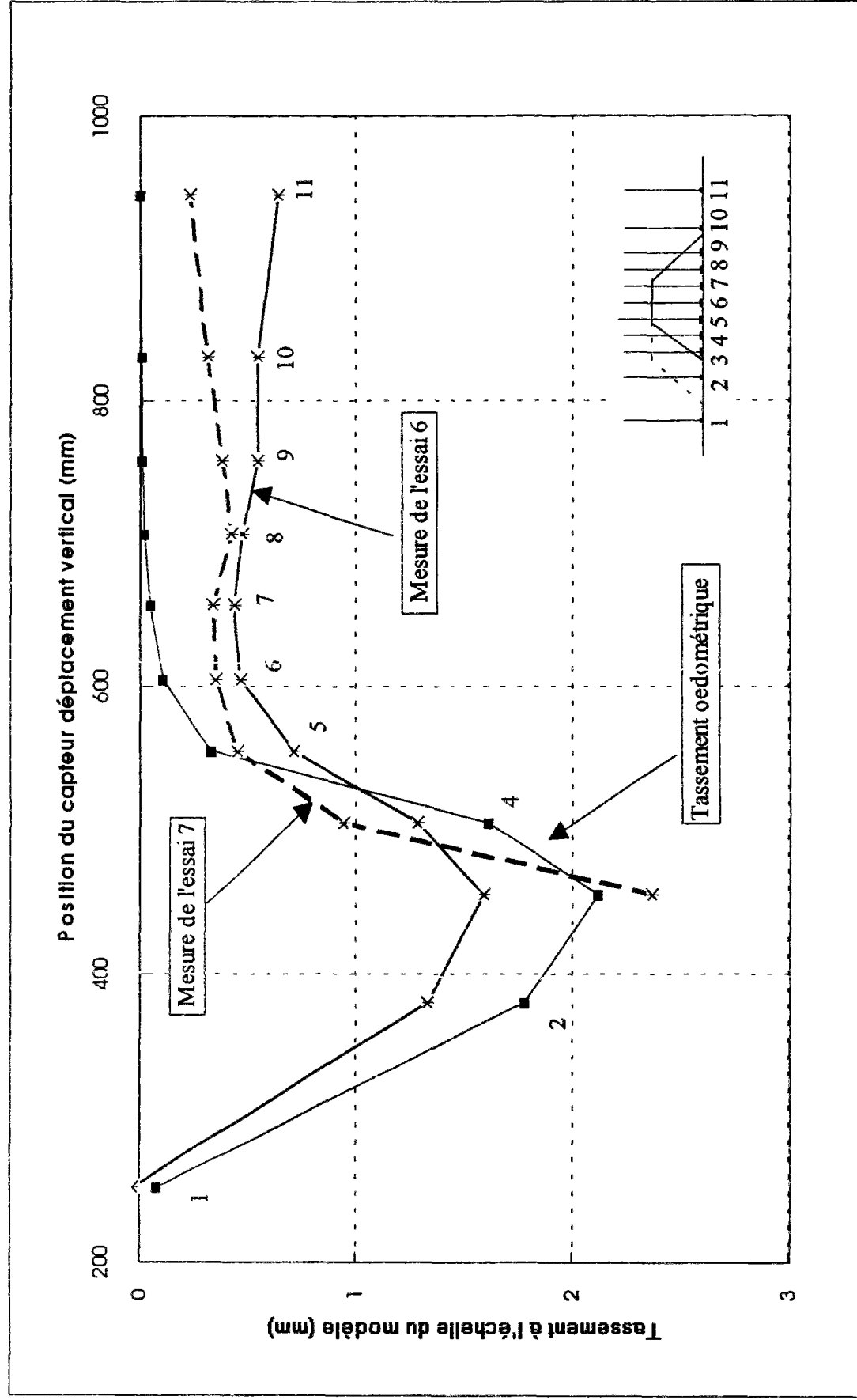


Figure 3.56 : Comparaison des tassements de consolidation mesurés et calculés par la méthode oedométrique sous l'effet du remblai adjacent. (origine des tassements : fin de la consolidation du remblai principal).

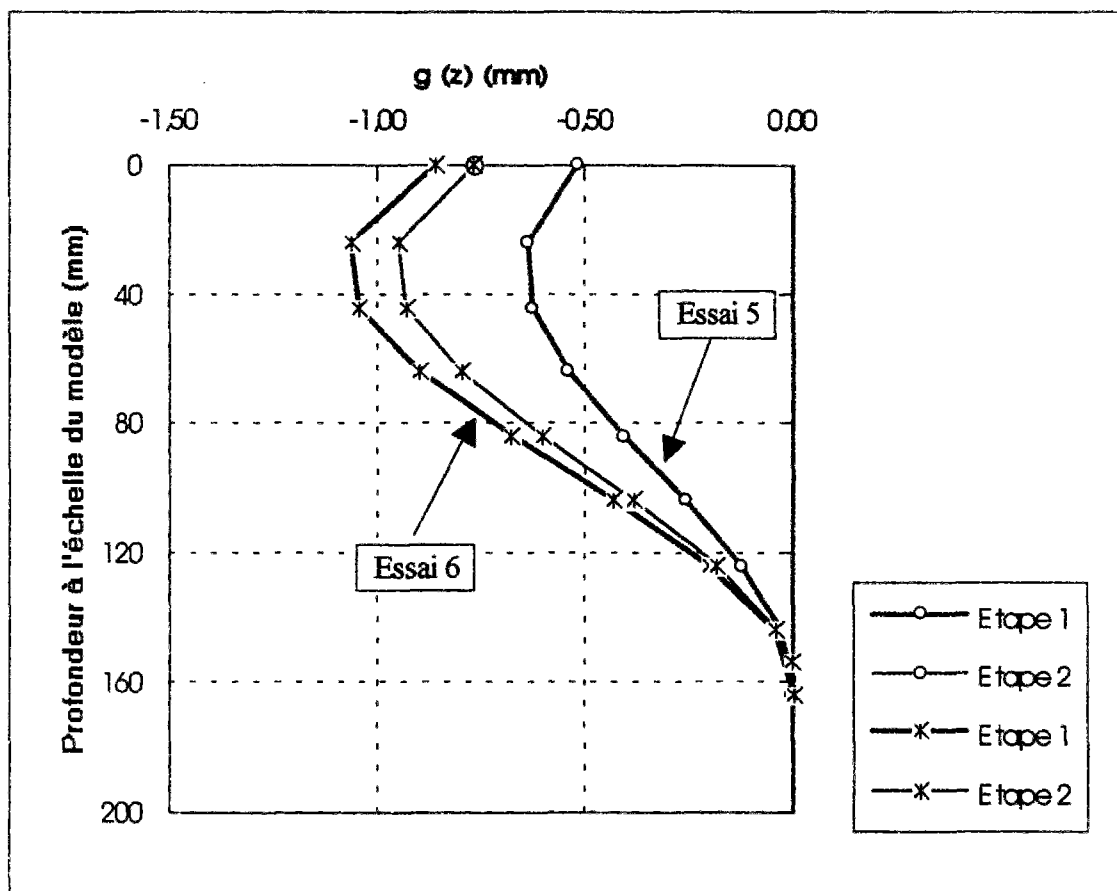


Figure 3.57 : Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 situé en pied du remblai principal, calculé selon la méthode de Bourges et Mieussens.

Le tableau 3.34 regroupe les valeurs du déplacement horizontal maximal en tête de l'inclinomètre I2, situé en pied du remblai principal, telles qu'elle ont été calculées et mesurées dans les différents essais.

Tableau 3.34 : Déplacement horizontal maximal en tête de l'inclinomètre I2 (mm)

	mesuré (mm)	calculé (mm)
Essai 4	-1,43	-0,77
Essai 5	-0,5	
Essai 6	-2,84	-0,86
Essai 7	-7,14	

Il est difficile de tirer des conclusions de cette comparaison car le calcul peut aussi bien surestimer que sous-estimer les mesures. Les incertitudes sur le comportement des barres inclinométriques en sont peut-être l'une des causes.

3.4. Conclusion

La trémie développée dans le cadre de cette thèse, pour permettre une simulation réaliste de la construction des remblais en cours de centrifugation, fonctionne correctement sous une accélération de 70g. Elle permet donc de modéliser des prototypes de dimensions maximales ($B \times L \times h$) = (40m x 50m x 5m) dans un conteneur de dimensions intérieures (1,2m x 0,8m x 0,36m). Toutefois, la construction par étapes des remblais n'a pas été possible et il serait intéressant d'améliorer les dispositifs d'ouverture et de fermeture de cette trémie dans ce but.

Nos essais nécessitaient de reproduire dans le modèle des massifs argileux de caractéristiques de déformabilité imposées. Après de premiers essais décevants, des améliorations ont été apportées à la procédure de préparation des massifs argileux, notamment pour la consolidation sous 1g où le drainage supérieur a été modifié pour limiter les frottements sur les parois du conteneur.

Les problèmes rencontrés lors de l'interprétation des mesures permettent de définir des conditions d'essais plus faciles à analyser pour l'avenir. Par exemple, il faudra éviter ou limiter le développement de la succion pendant les phases préparatoires de l'essai, mieux contrôler le fonctionnement des capteurs de pressions interstitielles, créer un emplacement fixe pour la boîte de branchement des sondes de pressions interstitielles pour éviter des déplacements parasites du sol.

Les problèmes qui se sont posés lors de l'interprétation des pressions interstitielles ont permis d'examiner de plus près les capteurs DRUCK. La section de mécanique des sols et centrifugeuse du LCPC à Nantes a complété la procédure d'étaonnage des capteurs Druck pour la mesure des pressions absolues.

D'après les mesures de tassements, sous l'effet de la construction du remblai adjacent l'axe du remblai principal enregistre un tassement supplémentaire d'environ 6 %.

Les tassements immédiats et de consolidation mesurés sous l'effet du remblai principal peuvent être retrouvés par le calcul en choisissant des modules adéquats. L'écart entre les tassements immédiats mesurés et calculés par la solution de Giroud (avec un module adapté) varie entre -2 à +5 %. La méthode oedométrique, appliquée avec les paramètres déduits des essais oedométriques réalisés en fin de centrifugation, surestime les tassements d'environ 0,7 mm (soit -24 %). Pour sa part, le tassement de consolidation calculé par le programme CONMULT, avec les données issues des mêmes essais oedométriques, présente un écart de l'ordre de 7 % par rapport aux valeurs mesurées.

L'analyse de l'effet du remblai adjacent est moins satisfaisante : le calcul sous-estime les tassements immédiats et s'écarte dans les deux sens pour les tassements de consolidation.

Les inclinomètres utilisés dans nos essais ont une forte rigidité qui les empêchent de suivre la déformée libre du sol. A l'échelle du modèle, les dimensions de la lame d'acier sont toutefois très petites (largeur de 2 cm et épaisseur de 0,4 mm). Pour la modélisation en centrifugeuse, on ne peut actuellement réaliser des inclinomètres au sens réel du terme, c'est à dire avec une rigidité très faible pour épouser le mouvement du sol. On constate ici toute la difficulté de l'instrumentation en centrifugeuse.

CHAPITRE 4

ANALYSE NUMERIQUE DES ESSAIS EN CENTRIFUGEUSE ET EN VRAIE GRANDEUR (CESAR-LCPC)

4.1. Introduction

La modélisation par éléments finis permet une analyse plus réaliste du comportement des massifs argileux, car elle permet de prendre en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau interstitielle dans le sol. Néanmoins, les calculs numériques restent encore un outil peu utilisé par l'ingénieur géotechnicien, en raison de leur coût et du manque fréquent de données sur les sols dans les projets.

La réalisation de calculs au moyen du module CSNL de CESAR-LCPC suppose de maîtriser l'utilisation du pré-processeur MAX, du logiciel de calcul numérique CESAR et du post-processeur PEGGY, ainsi que de posséder quelques connaissances sur le contrôle de la convergence des résultats par un choix judicieux des tolérances. La réalisation d'un calcul nécessite aussi la définition des caractéristiques du modèle de calcul : maillage, nombre et type d'éléments, nature et position des conditions aux limites et loi de comportement. Avant d'effectuer les calculs avec le module "CSNL", nous avons adapté et intégré ce module dans le nouvel environnement de CESAR-LCPC (version 3).

Ce chapitre comprend trois sections, consacrées à la validation de la nouvelle version du module CSNL, à la modélisation des essais en centrifugeuse et à la modélisation du remblai d'essai de la plaine de l'Aude.

4.2. Validation de l'adaptation du module "CSNL" dans CESAR-LCPC

Pour valider l'intégration du module CSNL dans le nouvel environnement de CESAR-LCPC, nous avons reproduit le calcul du remblai C de Cubzac-les-Ponts qui avait été réalisé avec l'ancienne version de ce module (Kattan, 1990). Une description et une notice d'utilisation du module CSNL sont présentées dans l'annexe IV.

Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de l'ouvrage est modélisée. Le maillage du sol de fondation est constitué de 56 éléments quadrilatères à 8 noeuds, divisés en 8 couches de caractéristiques différentes. Le remblai est représenté par deux éléments quadrilatères à 8 noeuds et un élément triangulaire à 6 noeuds.

Le maillage et les conditions aux limites sont présentés sur la figure 4.1. Le maillage comporte en tout 208 noeuds et 59 éléments. Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- drainage par la base et à 1 m sous la surface supérieure du massif de sol ;
- déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol ;
- déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, par des déplacements horizontaux et verticaux nuls en tous les points du maillage et par des contraintes initiales déterminées à partir du poids volumique et du coefficient de pression des terres au repos dans le domaine surconsolidé, K_o^{oc} .

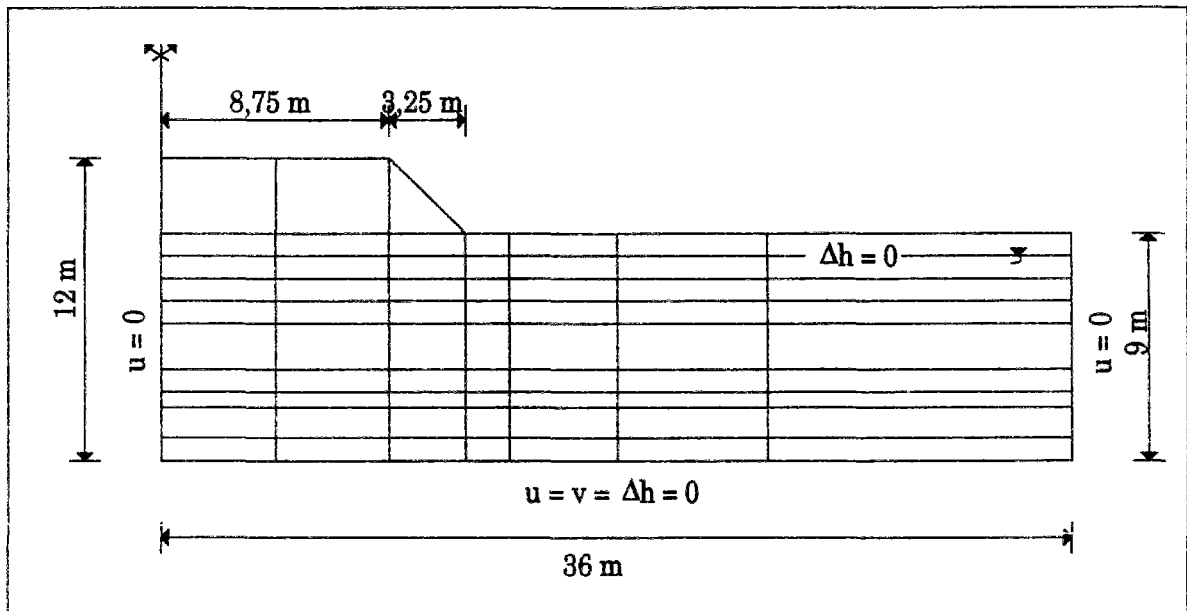


Figure 4.1 : Maillage et conditions aux limites du remblai C (Kattan, 1990).

La construction du remblai est modélisée par l'augmentation du poids volumique des éléments constituant le remblai, selon le schéma de chargement représenté sur la figure 4.2.

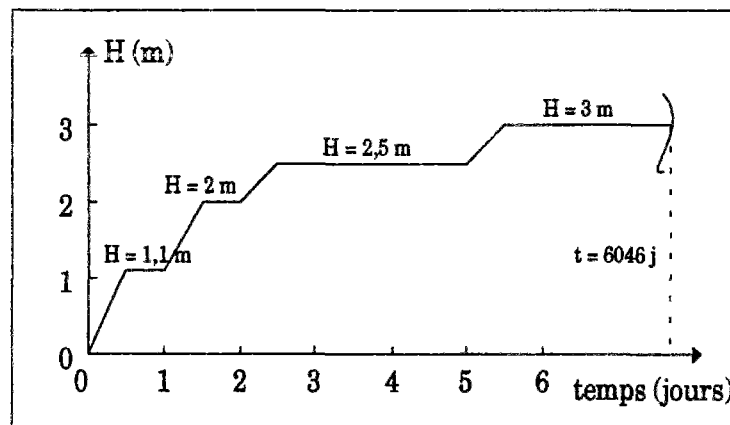


Figure 4.2 : Schéma de chargement du sol de fondation (Kattan, 1990).

Le comportement du sol de fondation et celui du remblai sont décrits respectivement par le modèle Mélanie et le modèle de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques mécaniques et

hydrauliques des différentes couches du massif de sol et du remblai sont regroupées dans les tableaux 4.1 et 4.2.

Tableau 4.1 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol de fondation du remblai C de Cubzac-les-Ponts (Kattan, 1990).

	Couches du sol de fondation							
	0 - 1m	1 - 2m	2 - 3 m	3 - 4m	4 - 6m	6 - 7m	7 - 8m	8 - 9m
γ (kN/m ³)	16	13,8	14,3	14,9	15	14,8	14,8	14,8
E'_h (kPa)	1553	1048	702	1219	1547	1568	1674	2009
E'_v (kPa)	2485	1677	1123	1951	2475	2508	2678	3214
ν'_{hh}	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
ν'_{vh}	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
G'_{vh} (kPa)	1118	755	505	878	1114	1129	1205	1446
γ_w (kPa)	0	10	10	10	10	10	10	10
n	0,537	0,718	0,706	0,668	0,661	0,674	0,674	0,682
a_w (kPa ⁻¹)	0	$3,5 \cdot 10^{-4}$	$3,3 \cdot 10^{-4}$	$3,1 \cdot 10^{-4}$	$2,9 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$	$2,3 \cdot 10^{-4}$
k_h (m/j)	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$	$9,1 \cdot 10^{-5}$
k_v (m/j)	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$	$1,8 \cdot 10^{-5}$
λ	0,130	0,535	0,504	0,343	0,383	0,426	0,495	0,465
e_o	1,16	2,55	2,40	2,01	1,95	2,07	2,07	2,15
σ'_{vo} (kPa)	6,5	11	15	20	27,5	35	39	44
σ'_n (kPa)	52	40	27	45	46	43	53	64
K_o^{oc}	1,414	0,953	0,671	0,75	0,647	0,554	0,583	0,603
K_o^{nc}	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
η	1	1	1	1	1	1	1	1
Tolc	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 4.2 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du matériau du remblai C de Cubzac-les-Ponts (Kattan, 1990).

γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	γ_w (kPa)	n	a_w (kPa ⁻¹)	k_h (m/j)	k_v (m/j)	c' (kPa)	ϕ'	Ψ'
21	15000	0,25	0	0,667	0	1,5	1,5	500	30°	30°

Les figures 4.3 et 4.4 comparent respectivement les mesures et les résultats des calculs effectués avec les deux versions de CSNL en termes de tassement de la surface du sol et de déplacements horizontaux au pied du remblai en fin de construction, au temps $t = 5,5$ jours. La figure 4.5 montre l'évolution des surpressions interstitielles mesurées et calculées avec les deux versions du module CSNL dans l'axe du remblai. Les résultats obtenus avec les deux versions du module CSNL sont identiques.

Les calculs du remblai C de Cubzac-les-Ponts avec les deux versions de CSNL donnent des résultats similaires, ce qui permet de valider l'adaptation du module dans le nouvel environnement de CESAR-LCPC.

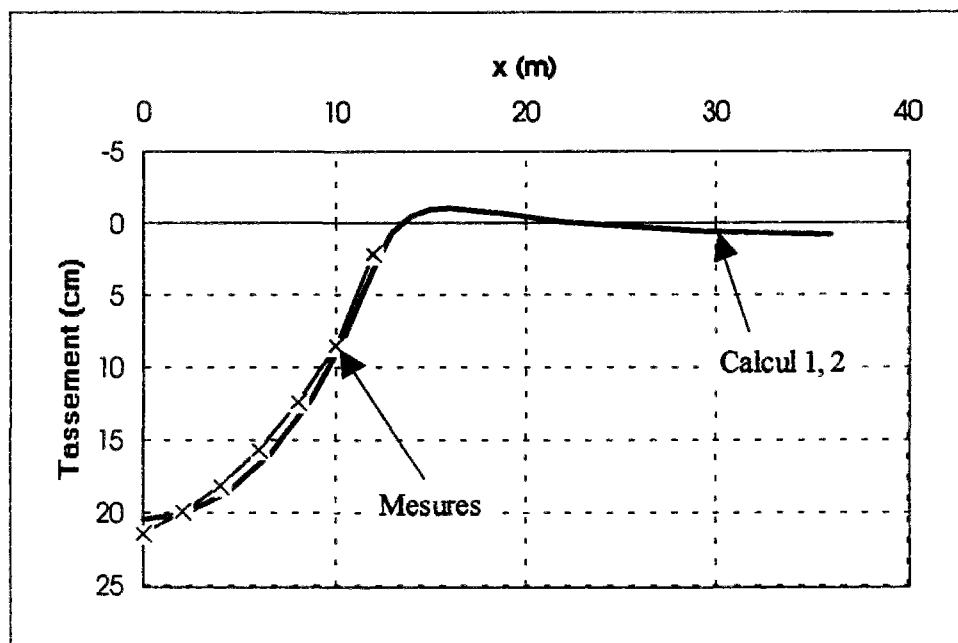


Figure 4.3 : Tassements de la surface du sol en fin de construction ($t = 5,5j$).

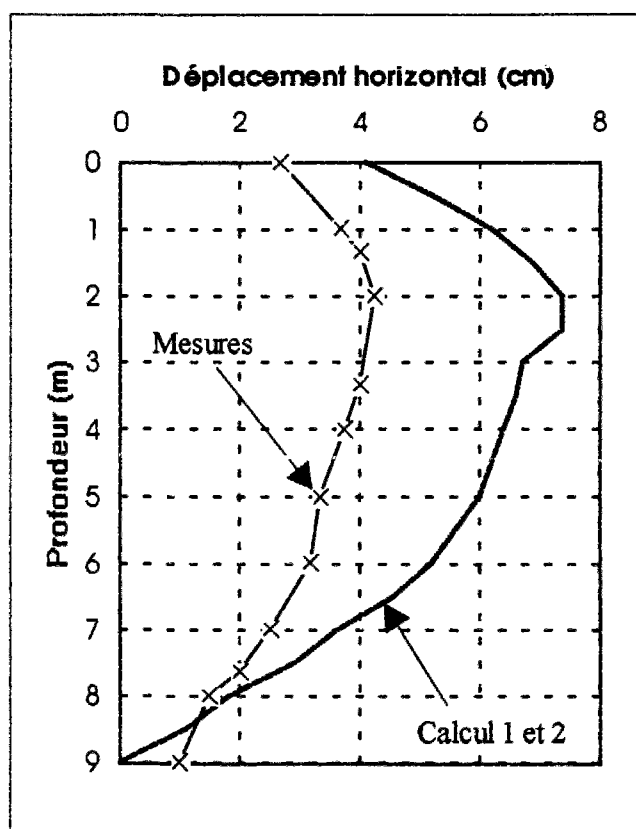


Figure 4.4 : Déplacements horizontaux en pied de remblai en fin de construction ($t = 5,5j$).

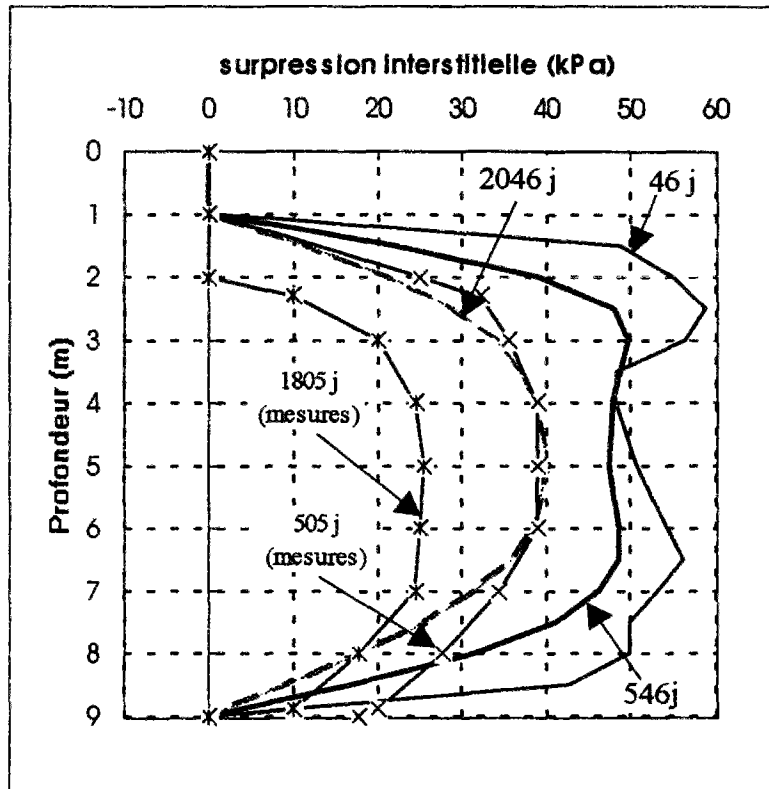


Figure 4.5 : Evolution des surpressions interstitielles suivant l'axe du remblai.

4.3. Modélisation des essais centrifugés

Dans le chapitre III, les résultats des essais centrifugés ont été présentés à l'échelle du modèle. Par contre, la modélisation numérique de ces essais n'a pas été réalisée à la même échelle, pour ne pas devoir modifier l'accélération de la pesanteur dans le programme de calcul en éléments finis. Le passage de l'échelle du modèle à celle du prototype a été fait en utilisant les facteurs d'échelle exposés au paragraphe 2.3.1 du chapitre II pour les phénomènes de consolidation, dans le cas où la consolidation est régie par l'équation de Terzaghi (absence de fluage).

A partir des essais de caractérisation de l'argile et du sable décrits dans le chapitre III et dans les annexes III-B et III-C, on a déterminé les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des couches d'argile et des deux remblais. Les modules d'élasticité des différentes couches d'argile ont été déduits des paramètres oedométriques, au moyen de la relation :

$$E'_v = \frac{1+e_o}{C_s} \cdot \frac{\sigma'_{vf} - \sigma'_{vo}}{\lg(\sigma'_{vf}/\sigma'_{vo})} \left[1 - 2 \frac{v'_{vh}{}^2 \cdot n}{1 - v'_{hh}} \right]$$

avec :

$$v'_{hh} = 0,1$$

$$v'_{vh} = 0,25$$

$$n = E'_h/E'_v = 0,625$$

$$m = G'_{vh}/E'_v = 0,450$$

Les paramètres d'orthotropie n'ont pas été mesurés et les valeurs utilisées sont celles de l'argile de Cubzac-les-Ponts.

Comme les gradients imposés dans les essais de perméabilité étaient élevés (chapitre III et annexe III-C), nous avons préféré retenir le coefficient de perméabilité déduit des essais oedométriques, qui vaut $8,4 \times 10^{-10}$ m/s (soit $7,26 \times 10^{-5}$ m/j).

Les pas de temps utilisés dans les calculs sont déterminés à partir de la relation proposée par Vermeer (1981) :

$$\Delta t \geq \frac{\gamma_w (\Delta h)^2}{6 k_w E}$$

avec

Δh épaisseur la plus défavorable ,
 γ_w poids volumique de l'eau ;
 k_w coefficient de perméabilité ;
 E module d'Young.

Pour la modélisation, nous avons reproduit les deux variantes d'élargissement décrites dans le chapitre III. Elles correspondent à une largeur en crête égale à une fois et demie et à une fois la largeur du remblai existant pour les variantes 1 et 2, respectivement.

4.3.1. Première variante

Pour effectuer le calcul de cette première variante correspondant à l'essai 5, nous avons utilisé le maillage et les conditions aux limites de la figure 4.6. Ce maillage comporte 1712 noeuds et 537 éléments quadrilatères à 8 noeuds. Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- drainage par les faces inférieure et supérieure du massif de sol ;
- déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol ;
- déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

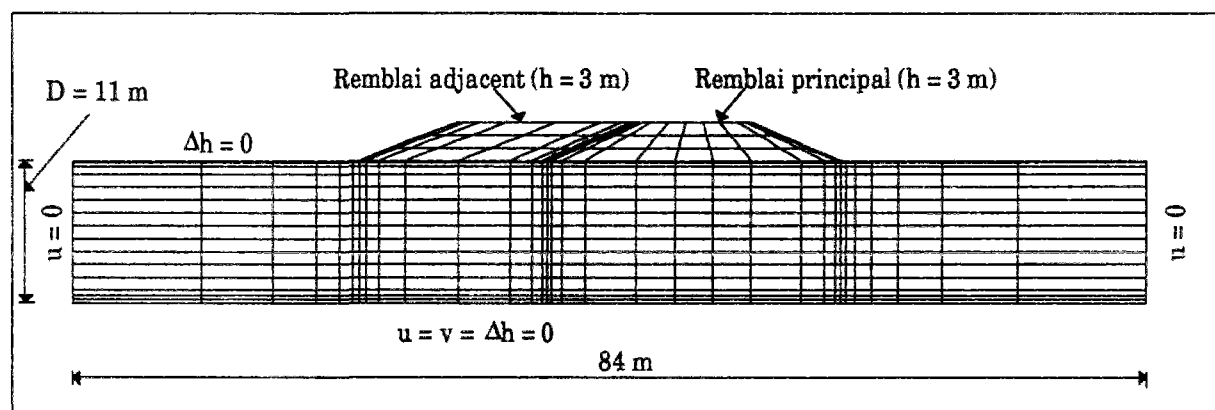


Figure 4.6 : Maillage et conditions aux limites de la première variante.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, des déplacements horizontaux et verticaux nuls en tous les points du maillage et des contraintes initiales déterminées à partir du poids volumique et du coefficient de pression des terres au repos dans le domaine surconsolidé, K_o^{oc} . Les remblais possèdent un poids volumique nul initialement, qui varie par la suite conformément à la loi de chargement.

Le calcul est effectué en deux étapes, correspondant respectivement à la construction des remblais principal et adjacent. Afin d'éliminer dans la première phase des calculs le

deuxième remblai, bien qu'il existe dans le maillage, on a adopté pour celui-ci des modules d'Young et de cisaillement très faibles. Les caractéristiques des éléments du deuxième remblai reprennent leur valeurs réelles dès le commencement de sa construction. La construction des deux remblais est modélisée par l'augmentation du poids volumique des éléments constituant le remblai, selon le schéma de chargement représenté sur la figure 4.7.

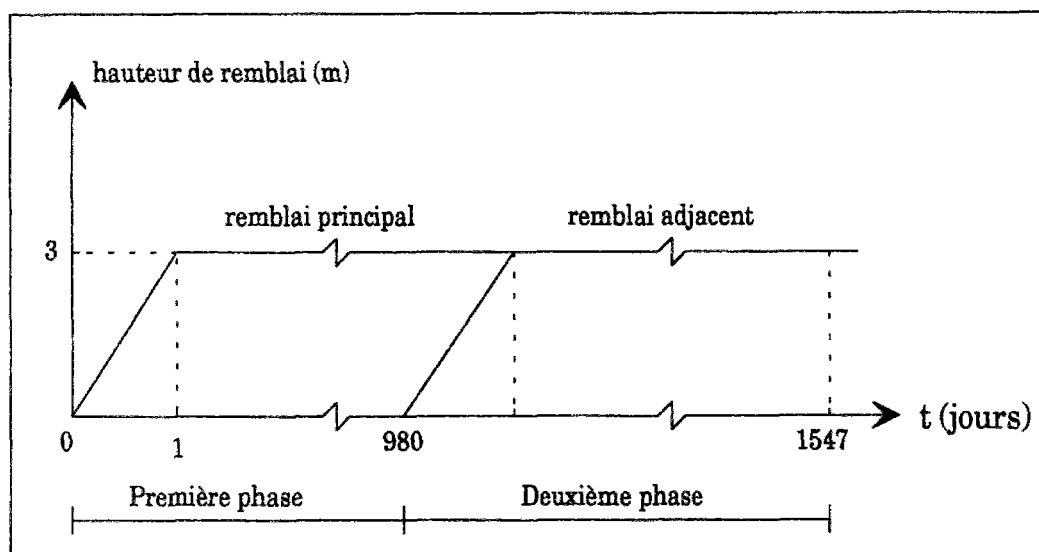


Figure 4.7 : Schéma de chargement du sol de fondation (variante 1).

Le comportement du sol de fondation et celui du remblai sont décrit respectivement par le modèle Mélanie et le modèle de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des différentes couches du massif de sol et du remblai sont regroupées dans les tableaux 4.3 et 4.4.

Tableau 4.3 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif d'argile (variante 1).

	Couches du massif d'argile					
	0 - 1m	1 - 3m	3 - 5 m	5 - 7 m	7 - 9 m	9 - 11m
γ (kN/m ³)	17,46	17,46	17,46	17,46	17,46	17,46
E'_h (kPa)	932	1621	2236	2831	3513	3853
E'_v (kPa)	1491	2593	3578	4530	5472	6164
ν'_{hh}	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
ν'_{vh}	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
G'_{vh} (kPa)	671	1167	1610	2039	2462	2774
γ_w (kPa)	10	10	10	10	10	10
n	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56
a_w (kPa ⁻¹)	0	0	0	0	0	0
k_h (m/j)	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$	$7,26 \cdot 10^{-5}$
k_v (m/j)	idem	idem	idem	idem	idem	idem

Tableau 4.3 (suite) : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif d'argile (variante 1).

	Couches du massif d'argile					
	0 - 1m	1 - 3m	3 - 5 m	5 - 7 m	7 - 9 m	9 - 11m
λ	0,217	0,217	0,217	0,217	0,217	0,217
e_n	1,316	1,316	1,316	1,316	1,316	1,316
σ'_{vo} (kPa)	7,46	22,38	37,3	52,22	67,14	78,33
σ'_{vf} (kPa)	57,46	72,38	87,3	102,22	117,14	128,33
K_o^{oc}	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642
K_o^{nc}	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642	0,642
η	1	1	1	1	1	1
Tolc	1	1	1	1	1	1

Tableau 4.4 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques des remblais.

γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	γ_w (kPa)	n	a_w (kPa ⁻¹)	k_h (m/j)	k_v (m/j)	c' (kPa)	ϕ' (degrés)	Ψ' (degrés)
15,3	36000	0,35	0	0,42	0	15,2	15,2	500	35	35

4.3.2. Deuxième variante

Cette variante ne diffère de la première que par la largeur en crête du remblai d'élargissement. Le maillage et les conditions aux limites sont présentés sur la figure 4.8. Le maillage est constitué de 1786 noeuds et de 561 éléments quadrilatères à 8 noeuds.

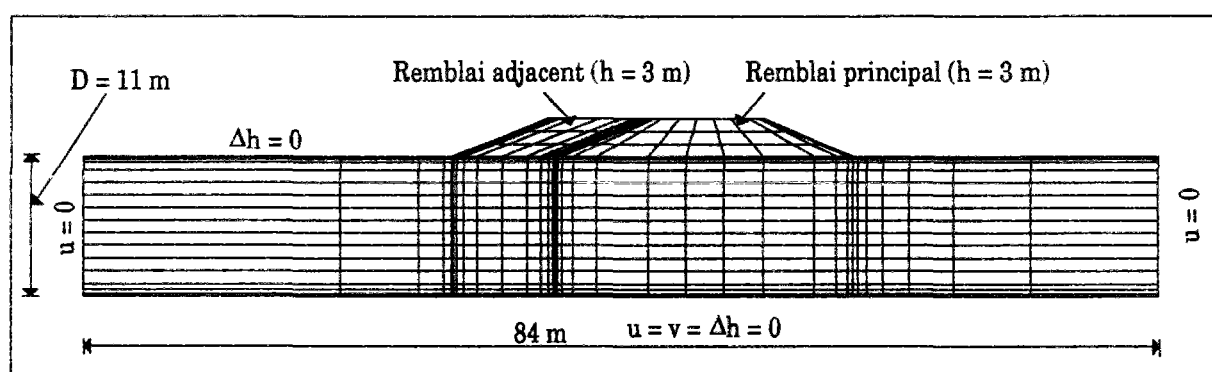


Figure 4.8 : Maillage et conditions aux limites de la deuxième variante.

4.3.3. Analyse des résultats

Dans cette partie nous comparons, d'une part, les résultats de la première variante aux essais 4 et 5 et, d'autre part, les résultats des calculs numériques des deux variantes entre elles.

4.3.3.1. Comparaison entre calcul numérique et essais

a - Surpressions interstitielles

La figure 4.9 montre l'évolution des surpressions interstitielles en fonction du temps pour certains noeuds du maillage qui correspondent aux positions des sondes de pressions interstitielles telles qu'elles ont été introduites dans le massif argileux lors de la réalisation des essais centrifugés.

D'une manière générale, les surpressions interstitielles calculées suivent l'histoire du chargement du massif d'argile. L'écart entre les surpressions calculées et mesurées pour ces noeuds varie entre -15,5 kPa et 14 kPa pour l'essai 5 et entre -0,5 kPa et 15 kPa pour l'essai 4, pour les valeurs de pic.

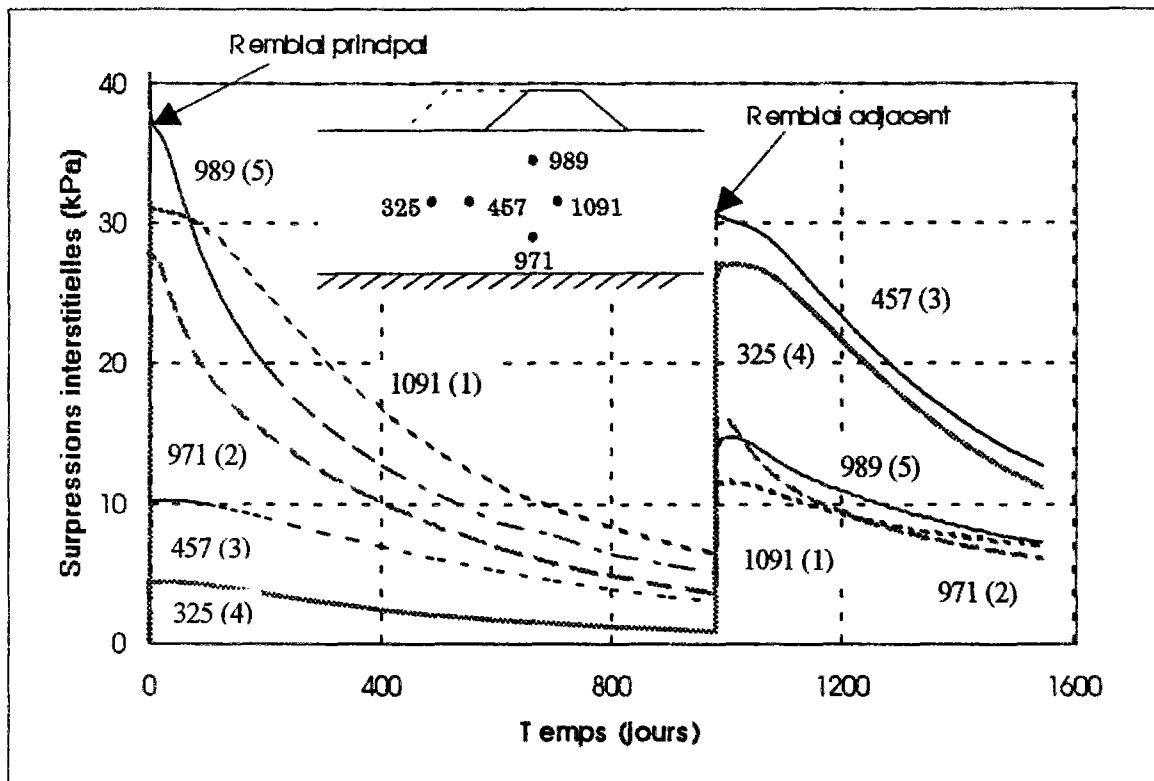


Figure 4.9 : Evolution des surpressions interstitielles calculées en fonction du temps pour les noeuds 1091, 971, 457, 325, 989 (variante 1).

b - Tassements

La figure 4.10 présente les tassements calculé et mesuré en fonction du temps dans l'axe du remblai principal au niveau du sol support. Les figures 4.11 à 4.12 montrent, quant à elles, le long du profil en travers des remblais, les tassements dus aux remblais principal et adjacent, respectivement.

Sous l'effet du remblai principal comme sous celui du remblai adjacent, l'allure du profil en travers des tassements immédiats calculés et mesurés concorde de façon générale. Néanmoins, le calcul fait apparaître sous le remblai principal des gonflements non perçus par les capteurs lors de la construction du remblai adjacent (Figures 4.13 et 4.14). Ces gonflements sont dus au comportement non drainé du sol lors de la construction du remblai adjacent, qui se traduit dans le calcul par une déformation à volume constant. Des gonflements comparables

ont été également notés par Belkeziz et Magnan (1982), lors de leur étude de l'influence des paramètres d'élasticité sur les déformations non drainées des sols.

L'analyse des courbes de tassement de consolidation indique une assez bonne concordance entre le calcul numérique et l'essai 5, à l'exception des mesures enregistrées par les capteurs 1, 2, 3 et 11 ; par contre, on observe entre ce même calcul et l'essai 4 un écart qui peut être expliqué par la différence des caractéristiques de déformabilité des massifs argileux utilisés dans les deux essais.

Sous l'effet du remblai principal, l'écart observé entre les tassements de consolidation maximaux mesuré et calculé dans l'axe du remblai principal est de 5,66 cm, soit 39 %, pour l'essai 4. Il est de l'ordre de 5 cm si l'on compare les mesures enregistrées par les capteurs 1, 2, 3 et 11 de l'essai 5 et les résultats numériques correspondants. Sous l'effet du remblai adjacent, l'écart entre les tassements de consolidation calculés et mesurés varie entre 2,5 cm et 4,68 cm pour l'essai 5, et entre 0,5 cm et 1,74 cm pour l'essai 4.

Les différences entre les tassements de consolidation mesurés par les capteurs 1, 2, 3, 11 de l'essai 5 et le calcul numérique sous l'effet du remblai principal, d'une part, et, d'autre part, entre les tassements de consolidation mesurés par les capteurs 1, 2, 3, 9, 10, 11 de l'essai 5 et le calcul numérique sous l'effet du remblai adjacent, confirment le caractère partiel de la consolidation du sol lors de la première phase de l'essai (70g, sans remblais), noté lors de l'analyse des pressions interstitielles dans le chapitre III. Ce phénomène, enregistré également par les autres capteurs, est masqué par l'effet du chargement des deux remblais principal et adjacent, respectivement.

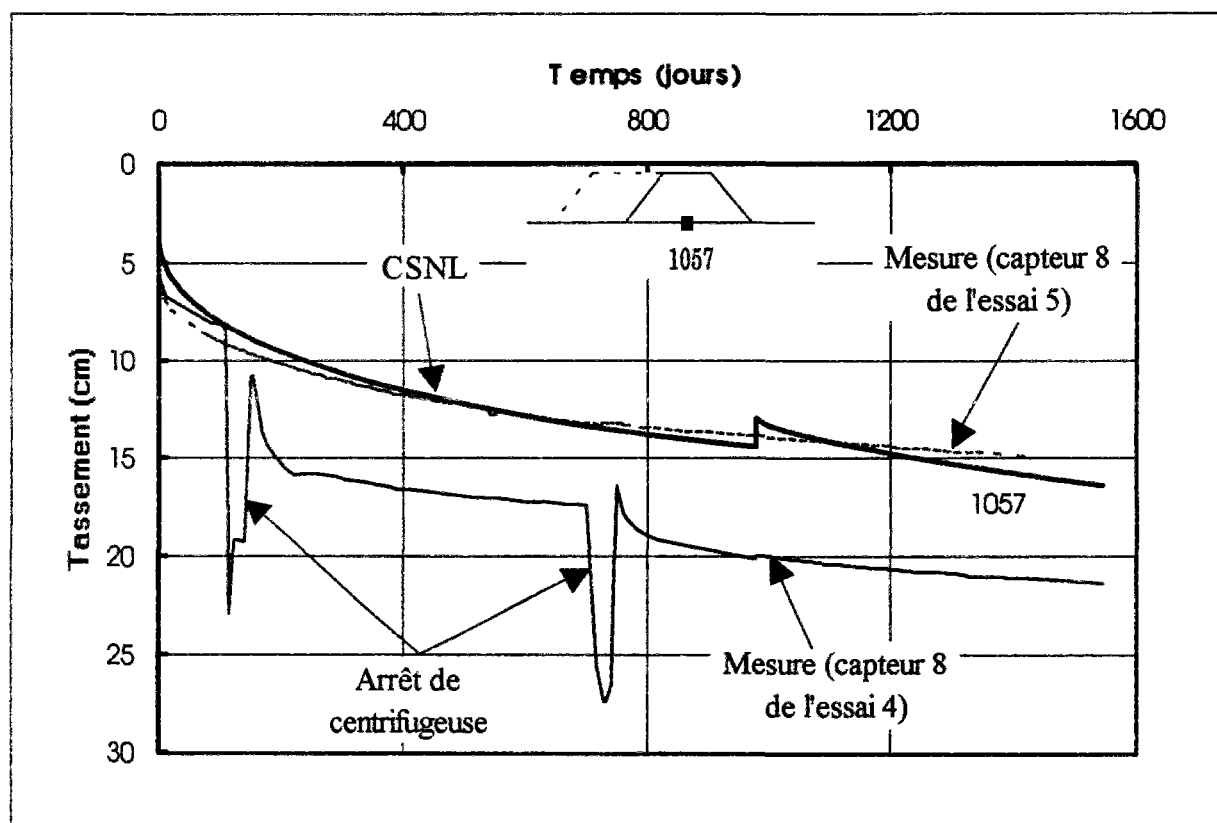


Figure 4.10 : Comparaison des tassements calculé et mesuré dans l'axe du remblai principal, au niveau du sol support.

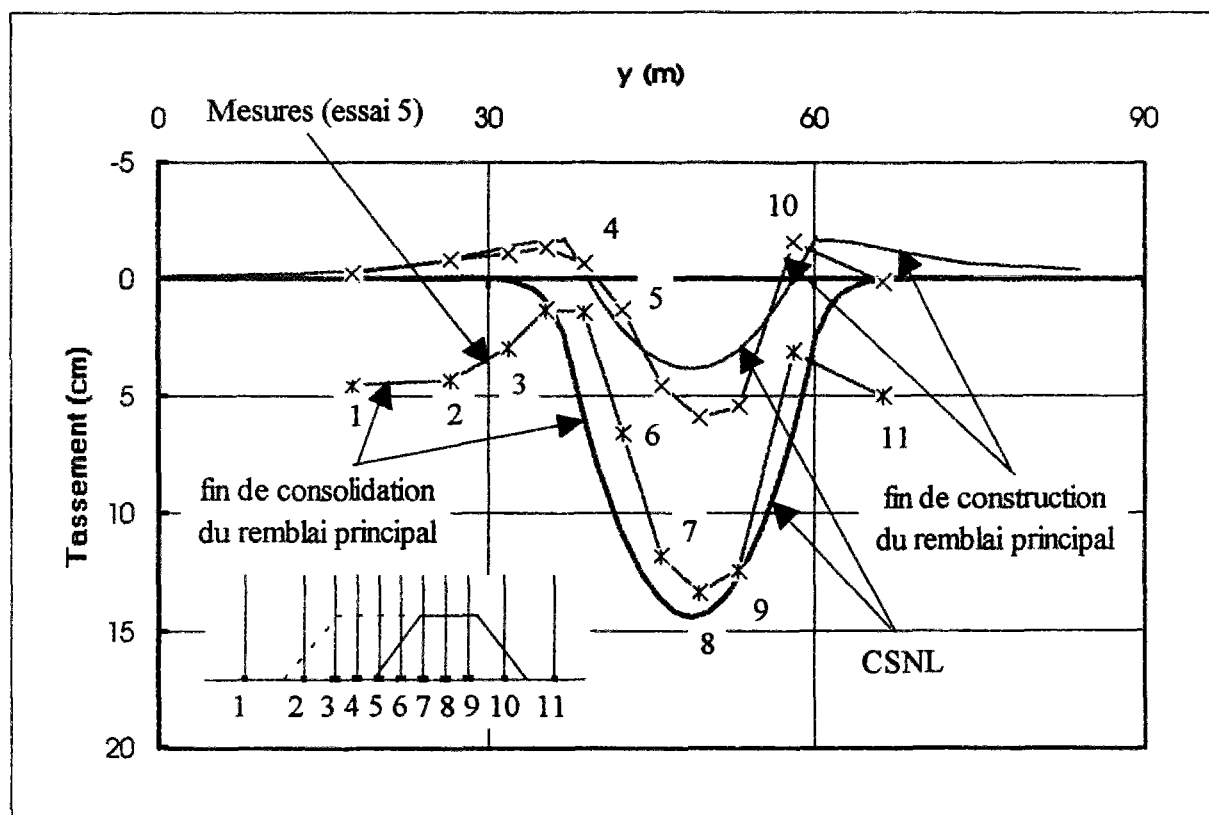


Figure 4.11 : Comparaison des tassements calculé et mesuré en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai principal (variante 1 et essai 5).

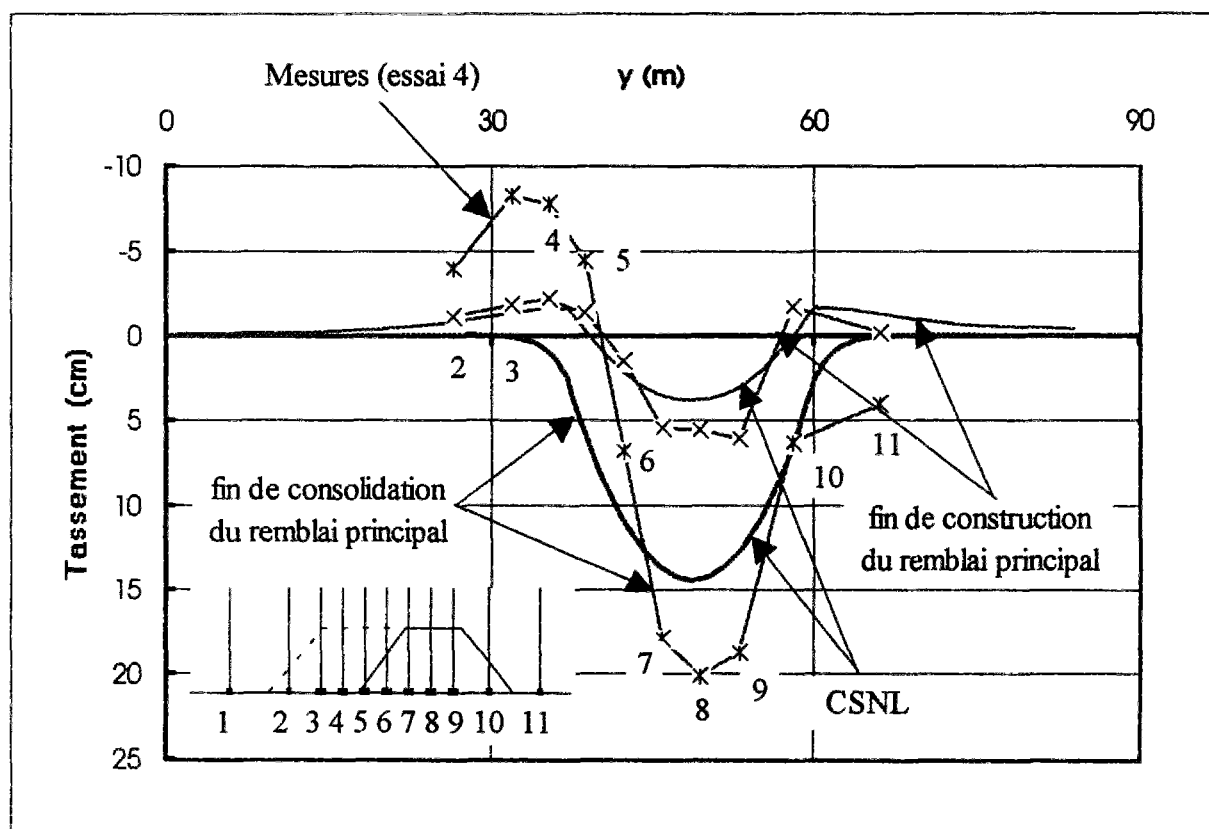


Figure 4.12 : Comparaison des tassements calculé et mesuré en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai principal (variante 1 et essai 4).

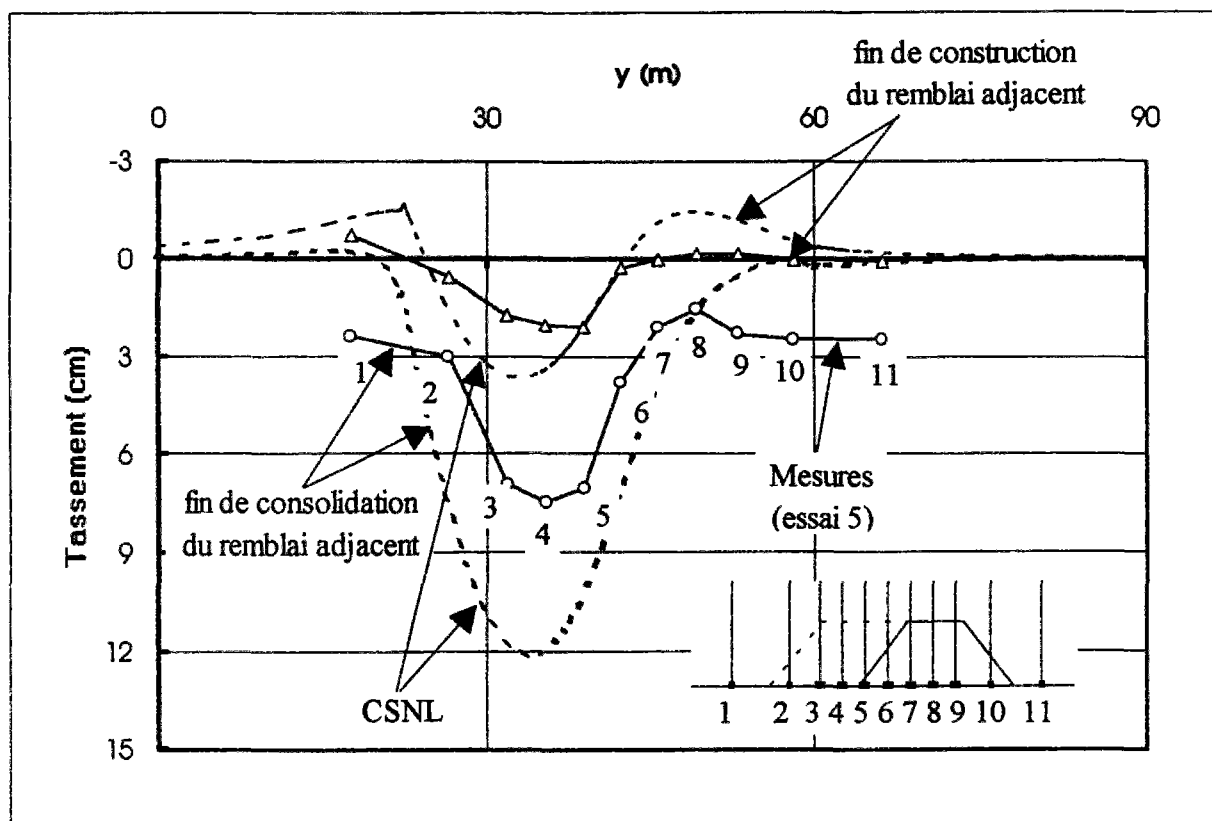


Figure 4.13 : Comparaison des tassements calculé et mesuré en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai adjacent (variante 1 et essai 5).

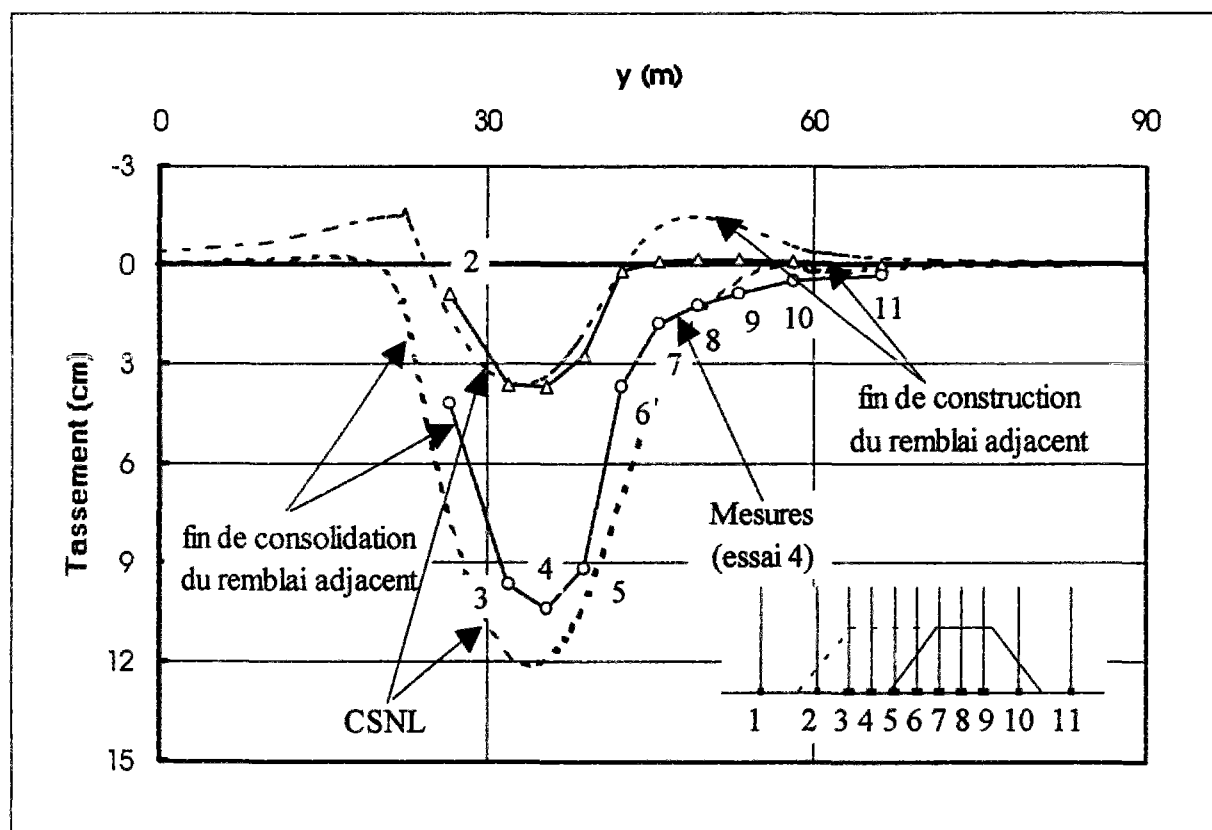


Figure 4.14 : Comparaison des tassements calculé et mesuré en fin de construction et après consolidation sous l'effet du remblai adjacent (variante 1 et essai 4).

b - Déplacements horizontaux

Les étapes 1 et 2 des figures 4.15, 4.16 et 4.17 correspondent respectivement à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai principal. Les étapes 3 et 4 de ces mêmes figures correspondent quant à elles à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai adjacent.

L'évolution des déplacements horizontaux au pied du remblai principal entre les étapes 1 et 2 (Figure 4.16) et au pied du remblai adjacent entre les étapes 3 et 4 (Figure 4.17) est identique.

La figure 4.16 compare les déplacements horizontaux obtenus par le calcul numérique et par la méthode proposée par Bourges et Mieussens (1979) exposée dans le chapitre I, sous l'effet de la construction du remblai principal. L'allure des courbes des déplacements calculés par les deux méthodes concorde à court terme, avec un écart de l'ordre de 50 % entre les amplitudes des déplacements.

A long terme (étape 2), par contre, les déplacements horizontaux croissent pour la méthode de Bourges et Mieussens (1979) mais diminuent dans le calcul en éléments finis. Le sens de l'évolution des déplacements horizontaux calculés pendant la consolidation du sol de fondation a déjà été analysé par Belkeziz et Magnan (1982), qui ont étudié l'influence des paramètres d'élasticité sur l'évolution des déplacements verticaux et horizontaux lors de consolidation. Ces auteurs ont conclu que le choix des paramètres d'élasticité influençait directement le sens de cette évolution et ont indiqué en particulier que, dans un sol élastique anisotrope, les déplacements horizontaux n'évoluent vers l'extérieur pendant la consolidation que si la condition suivante est vérifiée :

$$1 - \nu'_{hh} - \nu'_{vv} (E_h/E_v) < 0$$

or les paramètres utilisés pour les calculs des modèles centrifugés ne vérifient pas cette condition. Le choix des valeurs des paramètres d'élasticité anisotrope devra faire l'objet d'un examen attentif pour les études ultérieures de consolidation des sols fin.

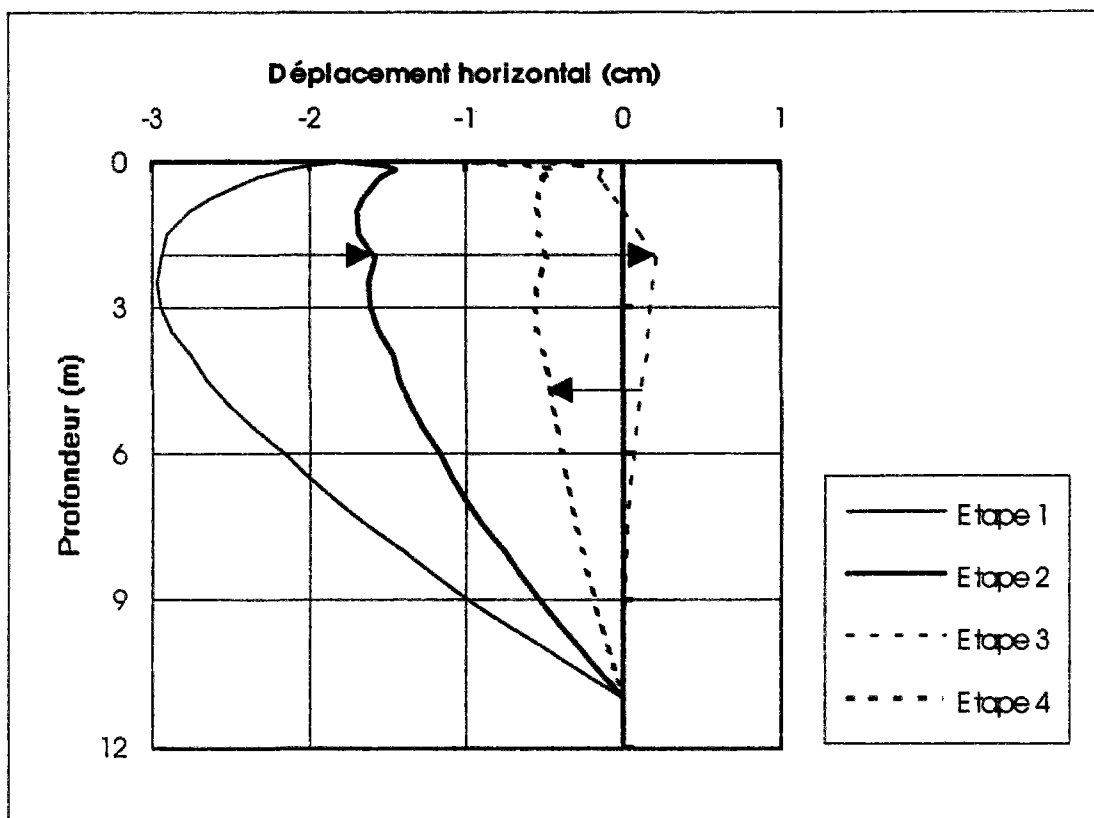


Figure 4.15 : Evolution du déplacement horizontal calculé en pied du remblai principal (variante 1).

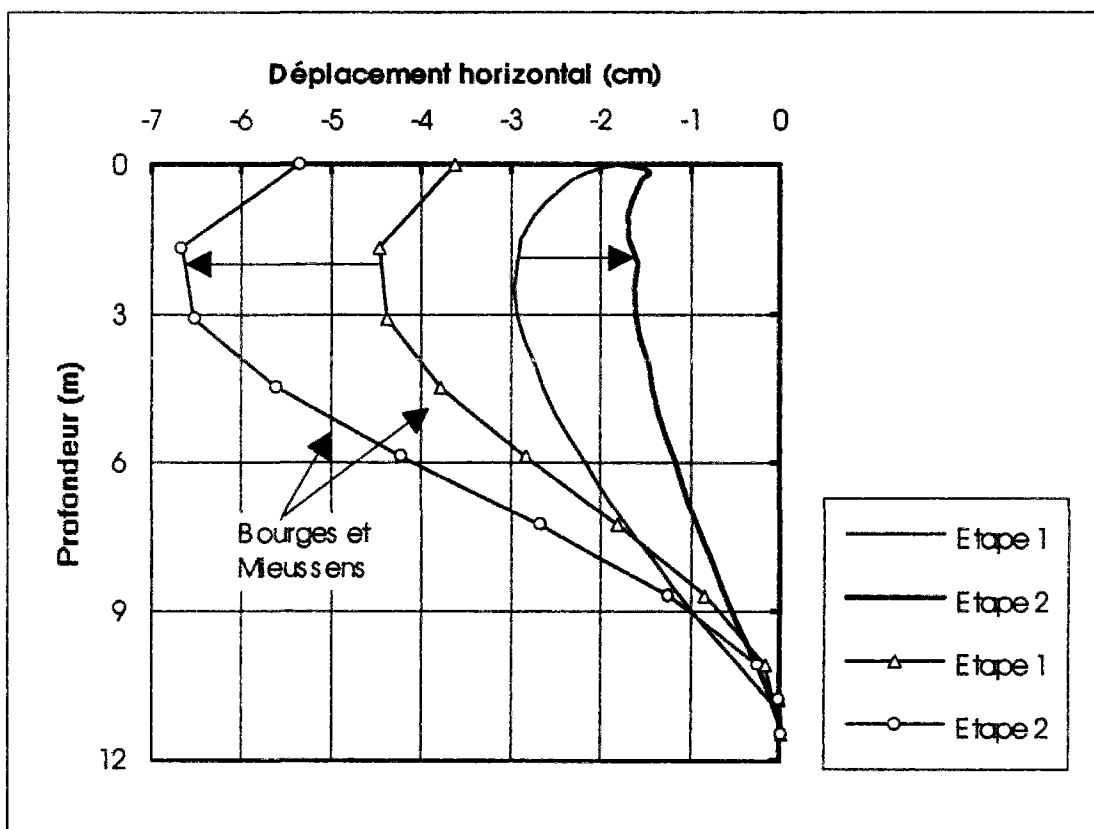


Figure 4.16 : Comparaison des déplacements horizontaux calculés avec CSNL et par la méthode de Bourges et Mieussens en pied du remblai principal.

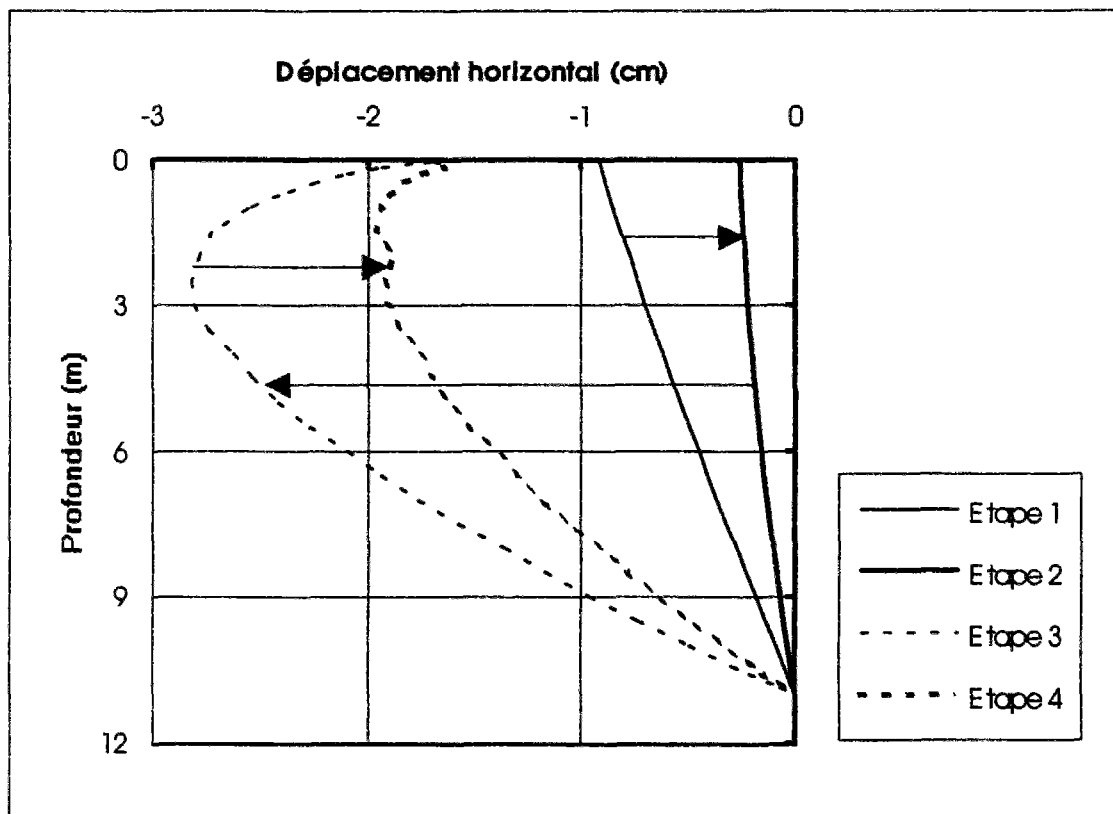


Figure 4.17 : Evolution au cours du temps du déplacement horizontal calculé en pied du remblai adjacent (variante 1)

4.3.3.2. Comparaison des calculs numériques

a - Surpressions interstitielles

La figure 4.18 présente l'évolution des isochrones de surpression interstitielle sur l'axe de symétrie du remblai principal sous l'effet du remblai adjacent. L'étape 2 sur cette figure correspond à la fin de la consolidation du remblai principal. Les étapes 3 et 4 de cette même figure correspondent, quant à elles, à 10 jours de la construction et à la fin de la consolidation du remblai adjacent. On observe que la largeur plus importante du remblai ajouté dans la variante 1 produit une augmentation plus forte de la pression interstitielle sur l'axe du remblai principal, mais aussi que le maximum est plus bas, ce qui est lié à la diffusion latérale de la charge sous le remblai adjacent (la charge est plus large, mais aussi plus éloignée de l'axe du remblai principal).

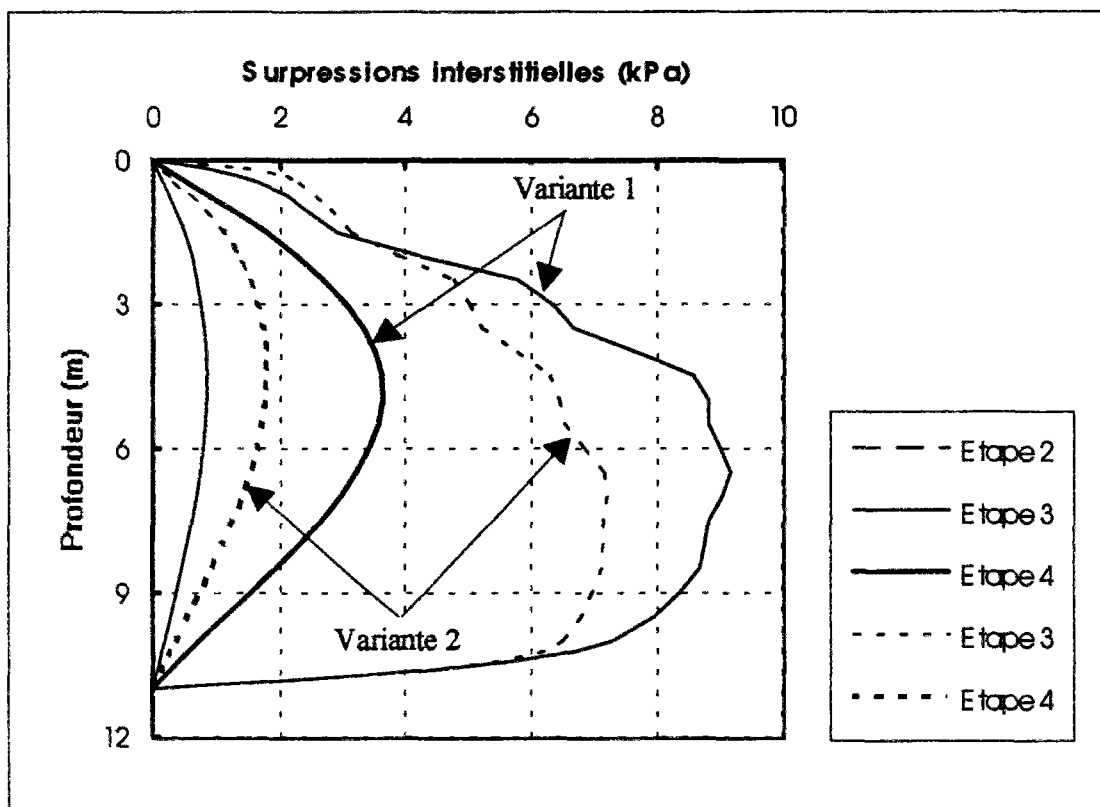


Figure 4.18 : Evolution des isochrones de surpression interstitielle dans l'axe du remblai principal pour les deux variantes, sous l'effet du remblai adjacent.

b - Tassements

Les figures 4.19 et 4.20 présentent respectivement pour les deux variantes, en fonction du temps, le tassement calculé dans l'axe du remblai principal au niveau du sol support et les tassements le long du profil en travers des remblais sous l'effet du remblai adjacent.

Sous l'effet du remblai adjacent, l'écart observé entre le tassement calculé pour les deux variantes dans l'axe du remblai principal est de l'ordre de 0,4 cm, soit 3 % (Figure 4.19).

L'étude des courbes de la figure 4.20 montre que la construction du remblai adjacent a sur les tassements un effet, qui s'étend au delà de l'axe du remblai principal pour les deux variantes analysées. Sous l'effet du remblai adjacent, l'axe de l'ancien remblai tasse en surface respectivement de 2 cm et de 2,36 cm pour la première et seconde variantes, soit de l'ordre de 16 % du tassement dû à sa propre construction et à la consolidation sous son propre poids. Normalement la deuxième variante doit produire un effet moindre, comme on l'a noté dans le chapitre III, mais cet effet est inversé par les gonflements plus importants par rapport aux mesures enregistrées lors de la construction du remblai adjacent.

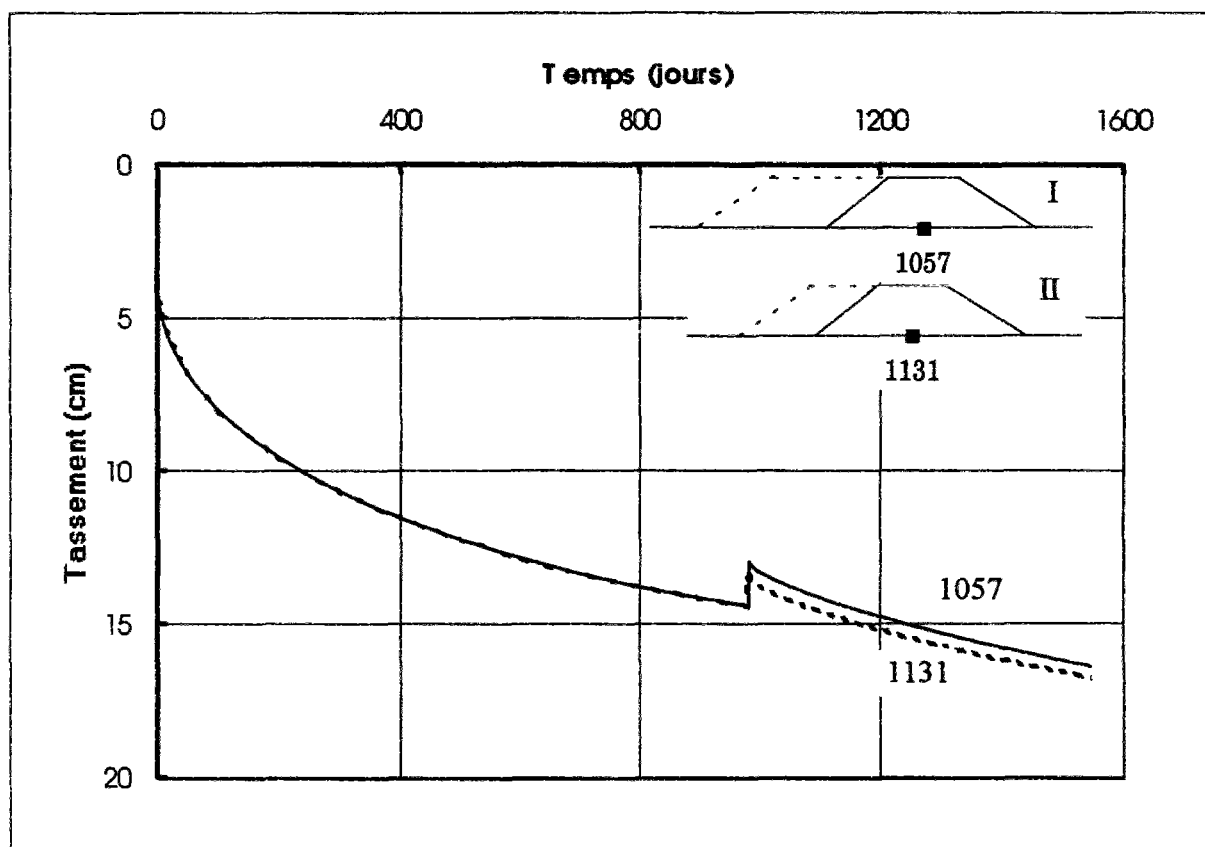


Figure 4.19 : Comparaison des tassements des noeuds 1057 et 1131 en fonction du temps pour les deux variantes.

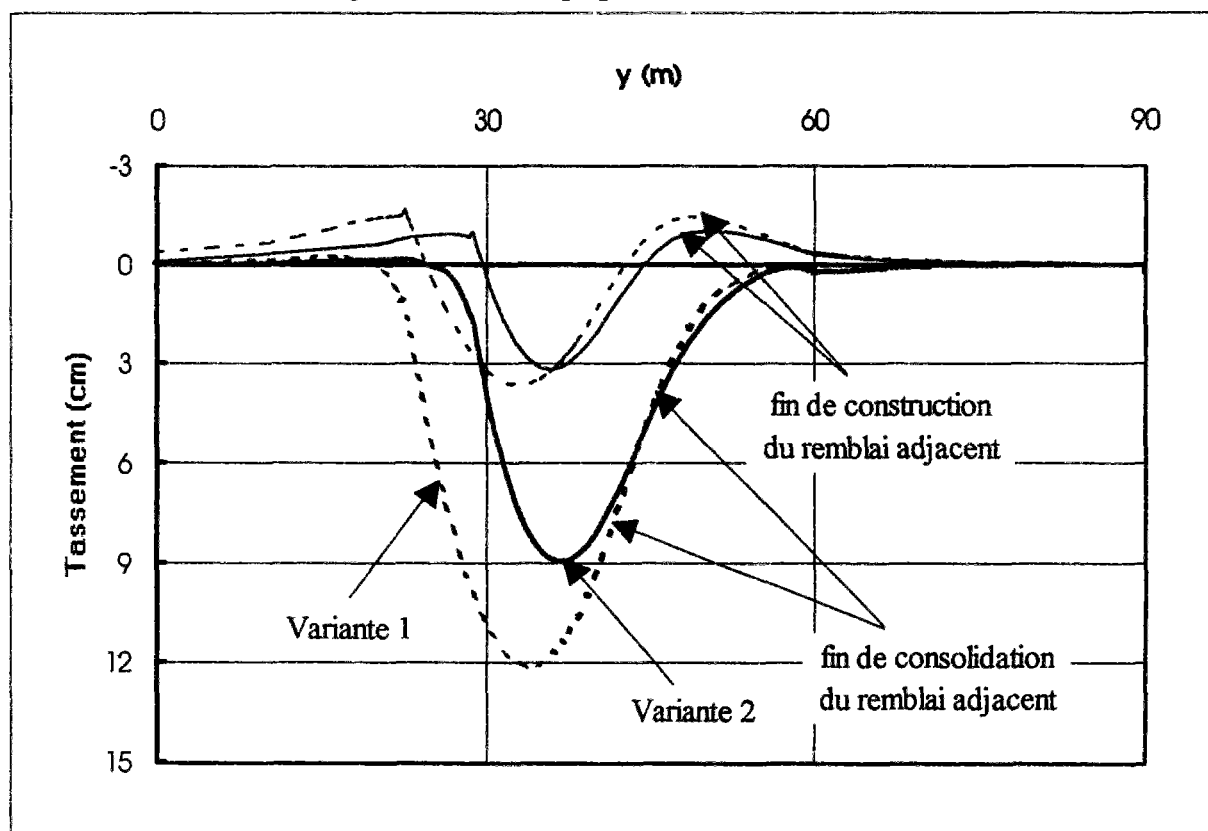


Figure 4.20 : Comparaison des tassements sous l'effet du remblai adjacent (variantes 1, 2).

c - Déplacements horizontaux

La figure 4.21 présente les déplacements horizontaux en pied du remblai principal calculés pour les deux variantes, sous l'effet du remblai adjacent. Les étapes 3 et 4 de cette figure correspondent à la fin de la construction et à la fin de la consolidation du remblai adjacent.

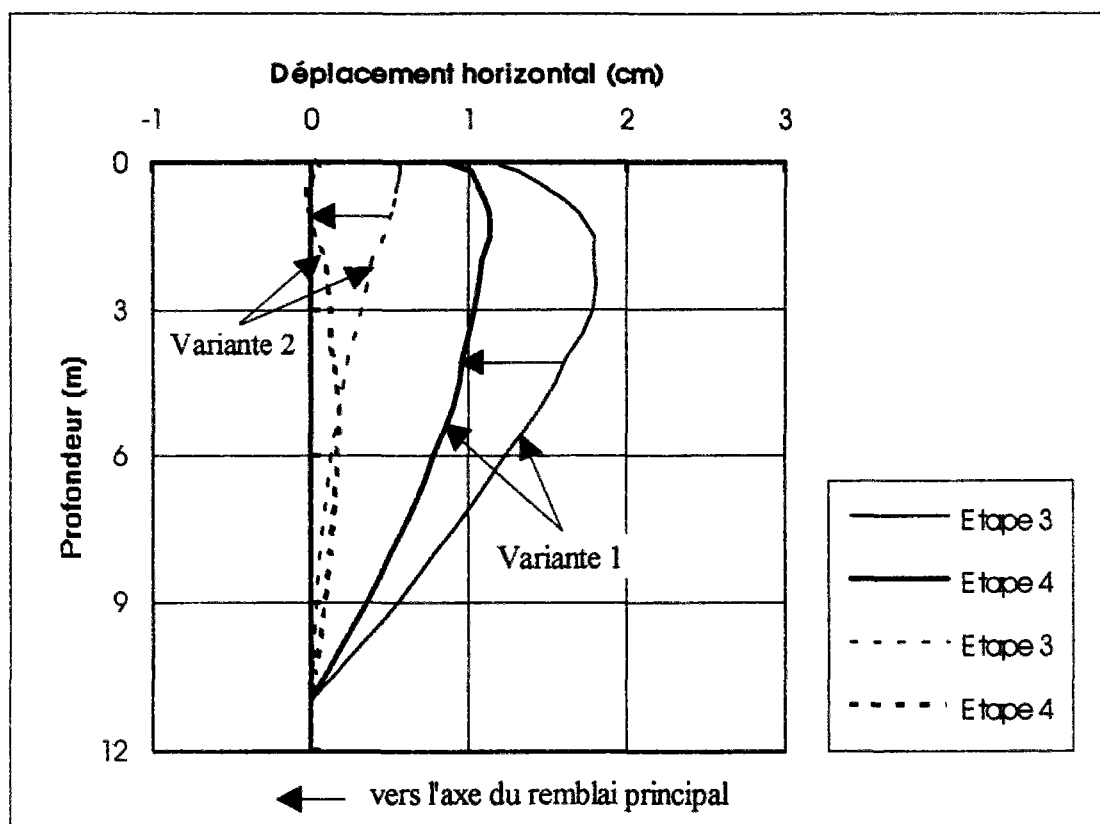


Figure 4.21 : Comparaison des déplacements horizontaux en pied du remblai principal, sous l'effet du remblai adjacent.

4.4. Modélisation du site expérimental de la plaine de l'Aude

4.4.1. Modélisation

La géométrie de l'ouvrage, sa conception et l'interprétation des résultats expérimentaux laissent supposer que le remblai de la plaine de l'Aude a un comportement bidimensionnel en déformation plane. Les calculs ont donc été effectués dans cette hypothèse.

Les couches du sol de fondation ont été supposées horizontales pour simplifier le maillage, qui tient d'autre part compte des points suivants :

- l'hétérogénéité du massif de sol (nous avons défini autant de groupes d'éléments que de couches différentes) ;

- le phasage de la construction des deux remblais, qui s'est traduit dans la modélisation par l'activation de certains éléments à un temps déterminé, pour prendre en compte leur rigidité et leur poids propre ;
- la nature des conditions aux limites envisagées (drainage, encastrement, etc.), qui a fait raffiner certaines zones du maillage plus que d'autres.

Ces différentes considérations ont conduit à créer 14 groupes d'éléments, organisés en quatre sous-structures :

- la sous-structure I du massif de sol contient les deux premiers groupes d'éléments (limon argileux) ;
- la sous-structure II du massif de sol contient le troisième groupe d'éléments (sable argileux) ;
- la sous-structure III du massif de sol contient les groupes d'éléments de 4 à 9 (argile molle) ;
- la sous-structure IV représente les couches de remblais (sable).

L'assemblage de ces sous-structures donne le maillage des remblais de la Plaine de l'Aude (figure 4.22). Ce maillage comporte 2619 noeuds et 832 quadrilatères à 8 noeuds.

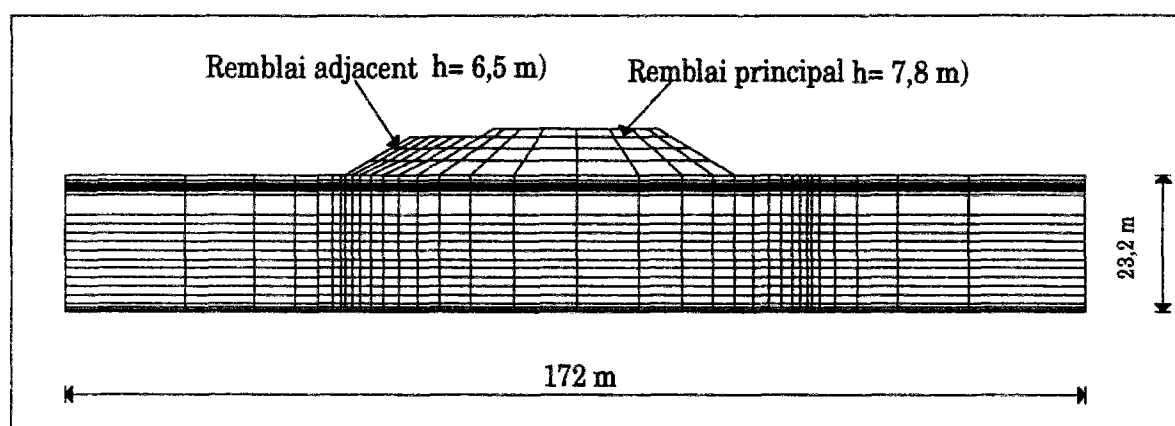


Figure 4.22 : Maillage de l'ouvrage.

4.4.2. Modèle de comportement et caractéristiques mécaniques et hydrauliques

La modélisation du remblai expérimental de la plaine de l'Aude a été faite dans l'hypothèse d'un comportement bidimensionnel en déformations planes. Le sol est supposé élastoplastique. La couche de sable située à l'intérieur du massif de sol, ainsi que le remblai, sont considérés comme élastiques. Le sol de fondation, sauf la couche de sable, est représenté par le modèle Mélanie. Les remblais de sable ainsi que la couche de sable sont modélisés par le modèle de Mohr-Coulomb.

A partir du rapport géotechnique, nous avons déterminé les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des sols de fondation et des deux remblais. Les modules d'élasticité ont été déterminés à partir d'essais oedométriques réalisés en 1968, avant la construction de l'autoroute A9, au moyen de la relation :

$$E_v' = \frac{1+e_o}{C_s} \cdot \frac{\sigma_p' - \sigma_{vo}'}{\lg(\sigma_p'/\sigma_{vo}')} \left[1 - 2 \frac{v_{vh}'^2 \cdot n}{1 - v_{hh}'} \right]$$

avec :

$$\begin{aligned} v'_{hh} &= 0,1 \\ v'_{vh} &= 0,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= E'_h/E'_v = 0,625 \\ m &= G'_{vh}/E'_v = 0,450 \end{aligned}$$

Les valeurs des paramètres d'orthotropie utilisées sont celles de l'argile de Cubzac-les-Ponts.

Pour les deux premières couches de limon argileux, un module d'élasticité de 15000 kPa a été adopté. Pour les couches d'argile molle, les modules d'élasticité déduits des modules oedométriques ont été multipliés par deux pour les amener dans les ordres de grandeurs usuels pour ces modules dans des sols comparables. Cette modification des modules peut être expliquée par la nécessité de corriger l'effet du prélèvement des carottes pour les essais de 1968.

Les coefficients de compressibilité de l'eau interstitielle ont été déterminés à partir de la relation (Magnan et Dang, 1977) :

$$a_w = \frac{1 - S_{re}}{u_w + 1,3 \cdot 10^5}$$

Les tableaux 4.7 et 4.8 regroupent les caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif de sol et des remblais retenues pour les calculs.

Tableau 4.7 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol de fondation du remblai de la plaine de l'Aude.

	Couches du sol de fondation							
	1	2	4	5	6	7	8	9
z (m)	0-2	2-3,4	6,8-9,8	9,8-12,8	12,8-15,8	15,8-18,8	18,8-21,8	21,8-23,2
γ (kN/m ³)	19	19,6	17,7	17	17,2	17,3	17	17
E'_h (kPa)	15000	25000	3368	4626	5432	5642	5011	6664
E'_v (kPa)	15000	25000	5390	7402	8690	9028	8018	10663
v'_{hh}	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
v'_{vh}	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
G'_{vh} (kPa)	6750	6750	2425	3331	3911	4063	3608	4798
γ_w (kPa)	0	10	10	10	10	10	10	10
n	0,457	0,405	0,551	0,566	0,577	0,582	0,587	0,593
a_w (kPa ⁻¹)	$5 \cdot 10^{-7}$	$2,5 \cdot 10^{-7}$	0	$2 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$8 \cdot 10^{-7}$
k_h (m/j)	$8,64 \cdot 10^{-6}$	$8,64 \cdot 10^{-6}$	$3,98 \cdot 10^{-5}$	$3,98 \cdot 10^{-5}$	$3,02 \cdot 10^{-5}$	$1,22 \cdot 10^{-5}$	$1,05 \cdot 10^{-5}$	$2,34 \cdot 10^{-5}$
k_v (m/j)	$8,64 \cdot 10^{-6}$	$8,64 \cdot 10^{-6}$	$3,98 \cdot 10^{-5}$	$3,98 \cdot 10^{-5}$	$3,02 \cdot 10^{-5}$	$1,22 \cdot 10^{-5}$	$1,05 \cdot 10^{-5}$	$2,34 \cdot 10^{-5}$
λ	0,0826	0,0326	0,193	0,234	0,246	0,239	0,262	0,361
e_o	0,843	0,683	1,228	1,309	1,370	1,397	1,426	1,457
σ'_{vo} (kPa)	20	43	84	114	126	152	181	197
σ'_n (kPa)	50	73	114,5	144	156	182	211	197
K_o^{oc}	0,539	0,488	0,547	0,618	0,616	0,580	0,642	0,641
K_o^{nc}	0,44	0,44	0,515	0,593	0,593	0,562	0,625	0,625
η	1	1	1	1	1	1	1	1
Tolc	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau 4.8 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques de la couche de sable dans le sol de fondation et du remblai de la plaine de l'Aude.

Couche	Couche de sable	Remblais
γ (kN/m ³)	19,3	20
E (kPa)	5000	15000
ν	0,3	0,25
γ_w (kPa)	10	0
n	0,7	0,7
a_w (kPa ⁻¹)	0	0
k_h (m/j)	2,5	1,5
k_v (m/j)	2,5	1,5
c' (kPa)	500	500
ϕ' (°)	33	35
Ψ' (°)	33	35

4.4.3. chargement

Les sols de fondation ne tassent que sous le poids du remblai. A l'état initial, on donne un champ de contraintes initiales qui servira pour la suite du calcul non linéaire. Pour ce qui est du remblai, le seul chargement qui sera appliqué est le poids propre de chaque couche. Le procédé de calcul habituel des contraintes initiales consiste à estimer que la contrainte verticale équilibre le recouvrement des terrains et que la contrainte effective horizontale est proportionnelle à la contrainte effective verticale, dans un rapport K_o^{oc} .

Le calcul est effectué en plusieurs étapes, correspondant respectivement à la construction du remblai principal en trois étapes, à la mise en place de la surcharge, à l'enlèvement de la surcharge, à la construction de la chaussée et à la construction du remblai adjacent. Afin d'éliminer dans des calculs les couches inexistantes, bien qu'elles existent dans le maillage, on a adopté pour celles-ci des modules d'Young et de cisaillement très faibles. Les caractéristiques des éléments de ces couches reprennent leurs valeurs réelles dès le commencement de leur mise en place. Le tableau 4.9 résume les calculs effectués.

Tableau 4.9 : Synthèse des calculs effectués.

Phase	Description	Epaisseur (m)	Début (jours)	Fin (jours)
1	construction de la 1 ^{ère} couche du remblai principal	2,5	0	32
2	construction de la 2 ^{ème} couche du remblai principal	2,0	32	110
3	construction de la 3 ^{ème} couche du remblai principal	2,0	110	128
4	mise en place de la surcharge	1,3	128	373
5	enlèvement de la surcharge	-1,3	373	1023
6	construction de la chaussée	1,3	1023	8280
7	construction du remblai principal	6,5	8280	9360

Le premier remblai a été construit en 128 jours, et le second en 19 jours. La figure 4.23 montre la loi de chargement réelle des deux remblais et celle adoptée dans nos calculs.

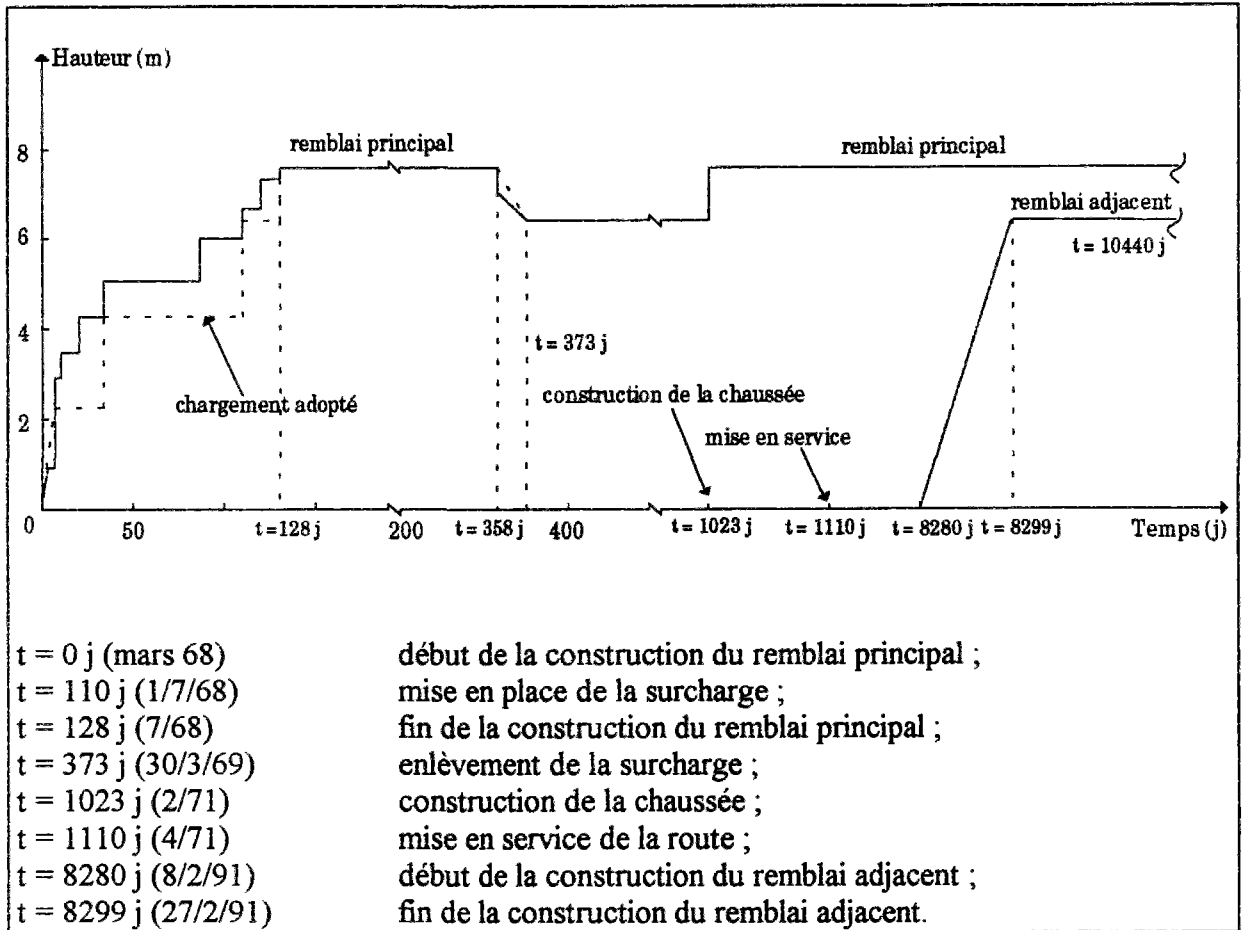


Figure 4.23 : Schéma de chargement du sol de fondation.

4.4.4. Conditions aux limites

Les conditions aux limites durant le calcul ont été maintenues inchangées. La figure 4.24 montre l'ensemble des conditions aux limites imposées dans le calcul : drainage par la base et à deux mètres sous la surface libre du massif de sol, déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol, déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

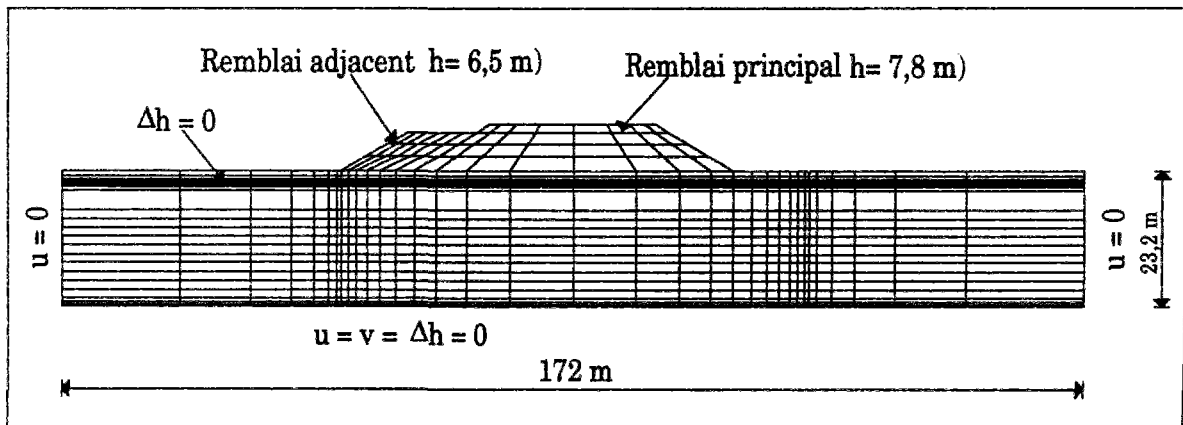


Figure 4.24 : Maillage et conditions aux limites.

4.4.5. Résultats des calculs et analyse

Dans cette partie nous comparons, d'une part, les résultats expérimentaux au profil C et ceux issus du calcul numérique sous l'effet du remblai principal et, d'autre part, les résultats des mesures effectuées dans la zone d'essai et les calculs sous l'effet du remblai adjacent.

4.4.5.1. Surpressions interstitielles

Les figures 4.25 et 4.26 comparent l'évolution des isochrones de surpressions interstitielles mesurées (profil C) et calculées (profil d'essai) dans l'axe du remblai principal, sous l'effet du remblai principal. Les résultats expérimentaux et numériques sont en assez bon accord.

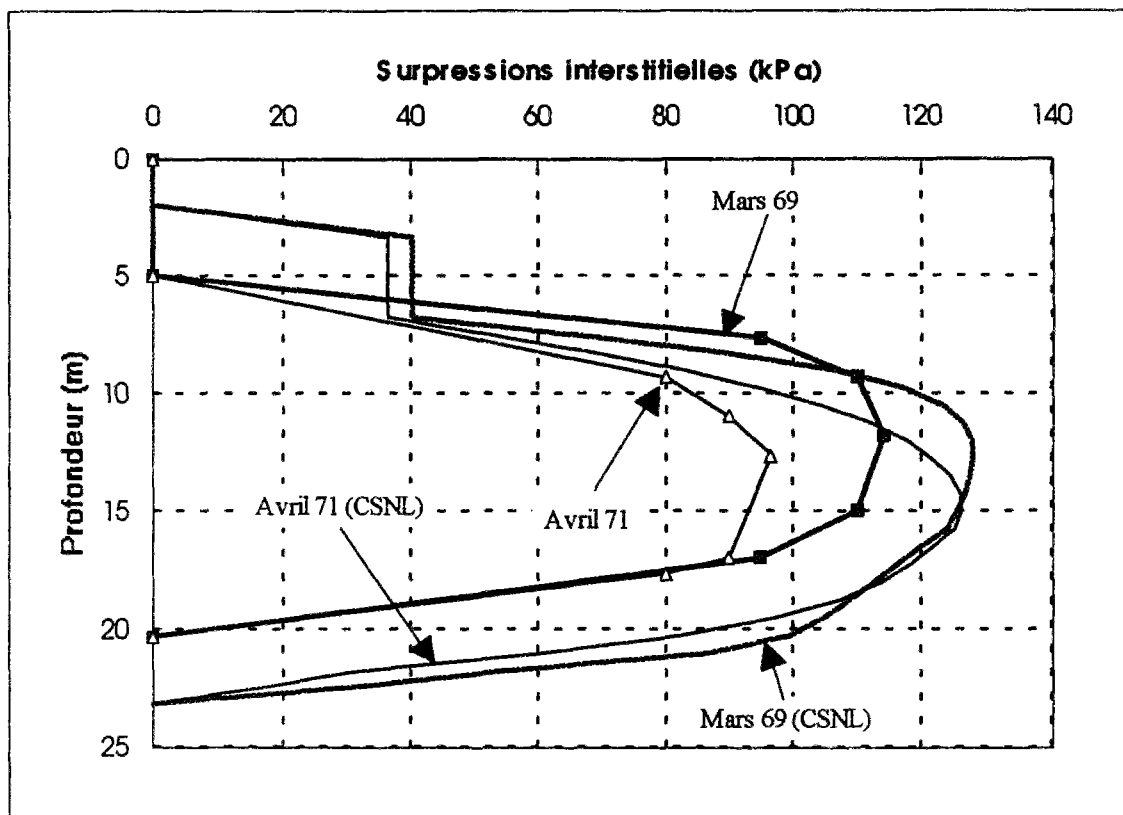


Figure 4.25 : Comparaison de l'évolution des isochrones de surpression interstitielle mesurées (profil C) et calculées (profil d'essai) dans l'axe du remblai principal, sous l'effet du remblai principal.

Les figures 4.27 et 4.28 présentent respectivement l'évolution des isochrones de surpressions interstitielles mesurées (profil d'essai) et calculées dans l'axe, en pied et en crête du remblai principal, sous l'effet du remblai adjacent.

La comparaison des mesures aux calculs montre une assez bonne concordance en pied et en crête du remblai principal sauf pour la profondeur 12,4 m dans le profil P2, où l'on peut s'interroger sur la validité de la valeur mesurée. Par contre, des écarts sont observés dans l'axe du remblai principal.

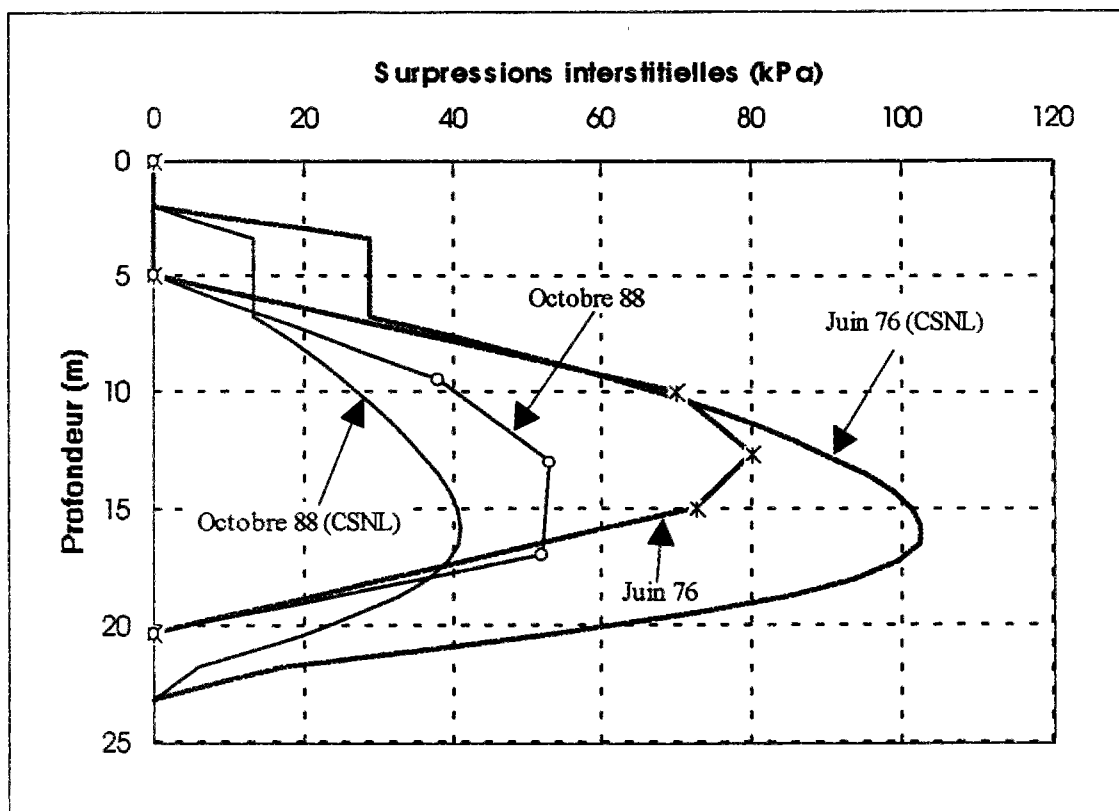


Figure 4.26 : Comparaison de l'évolution des isochrones de surpression interstitielle mesurées (profil C) et calculées (profil d'essai) dans l'axe du remblai principal, sous l'effet du remblai principal.

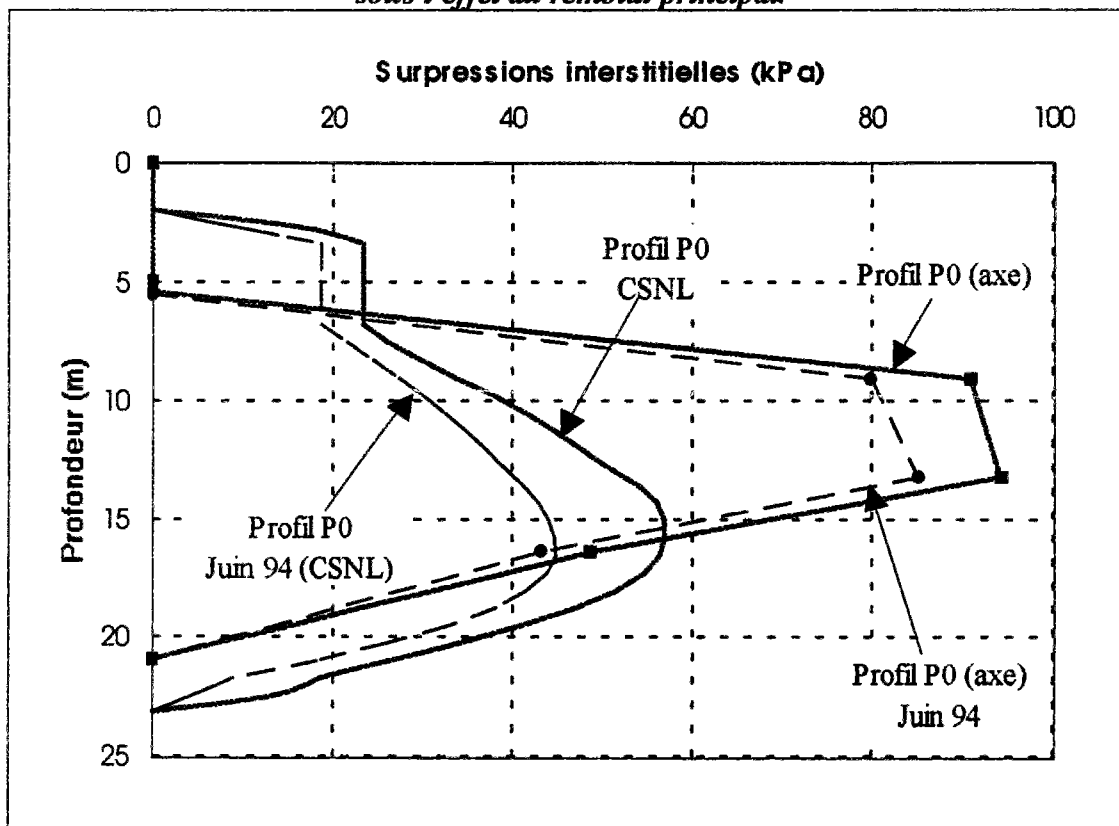


Figure 4.27 : Comparaison de l'évolution des isochrones de surpression interstitielle mesurées et calculées (profil d'essai) dans l'axe du remblai principal, sous l'effet du remblai adjacent.

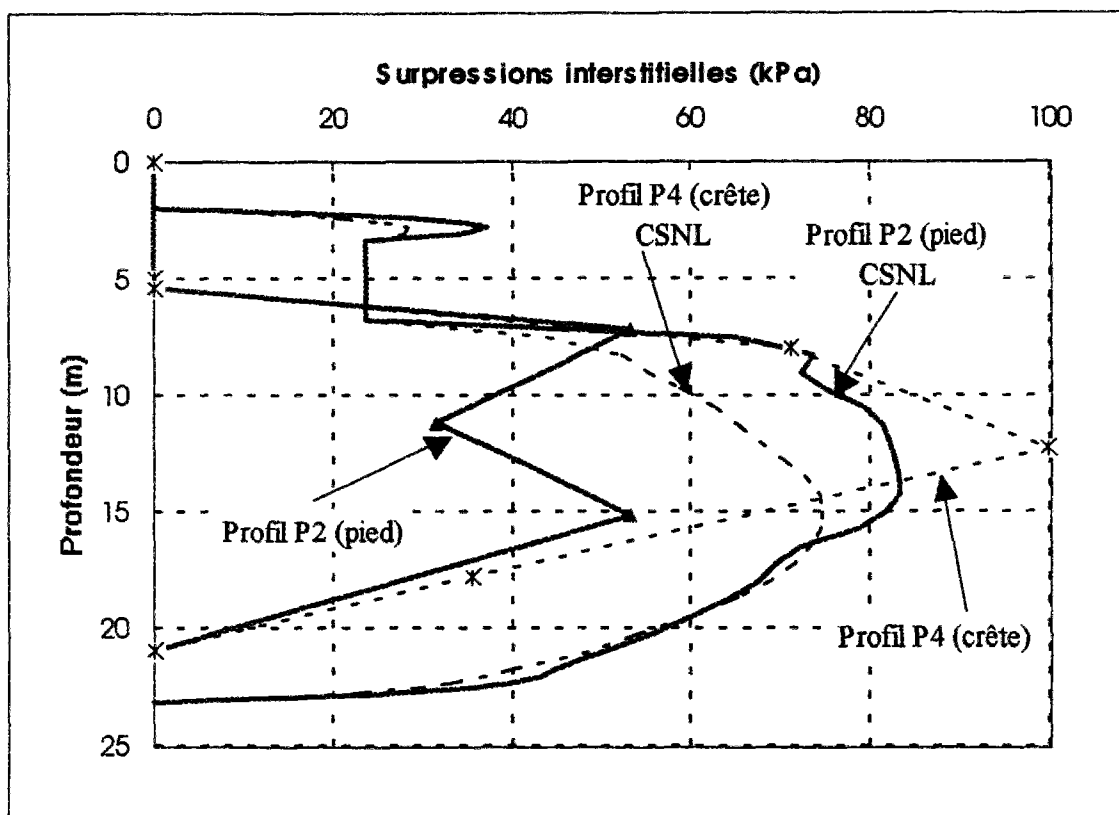


Figure 4.28 : Comparaison de l'évolution des isochrones de surpression interstitielle mesurées et calculées (profil d'essai) en crête et en pied du remblai principal, sous l'effet du remblai adjacent.

4.4.5.2. Tassements

La figure 4.29 compare l'évolution au cours du temps des tassements calculés dans l'axe du remblai principal avec les valeurs mesurées de deux origines : mesures au profil C et mesures du tassomètre T_0 sur les site de l'élargissement. La figure 4.30 montre les tassements mesuré (profil C, 1989) et calculé, selon le profil en travers, sous l'effet du remblai principal.

L'allure des courbes de tassement sous l'effet du remblai principal concorde de façon générale, mais avec un écart relativement important (47 %). L'écart entre les tassements extrapolé et calculé est stable (36 %). L'effet du remblai adjacent, est analysé plus en détail sur la figure 4.31 qui présente les résultats des mesures des tassomètres T_0 , T_1 , T_2 et T_3 et les tassements calculés aux noeuds correspondants, sous l'effet du remblai adjacent. Seuls les tassomètres T_0 et T_3 ont la réponse continue que l'on peut attendre sur un tel ouvrage. Les évolutions de calculs et des mesures sont quasiment parallèles, mais avec un décalage initial assez important.

La construction du remblai adjacent induit dans l'axe du remblai principal un tassement supplémentaire de l'ordre de 3 % par rapport au tassement dû à sa propre construction et à la consolidation sous son propre poids.

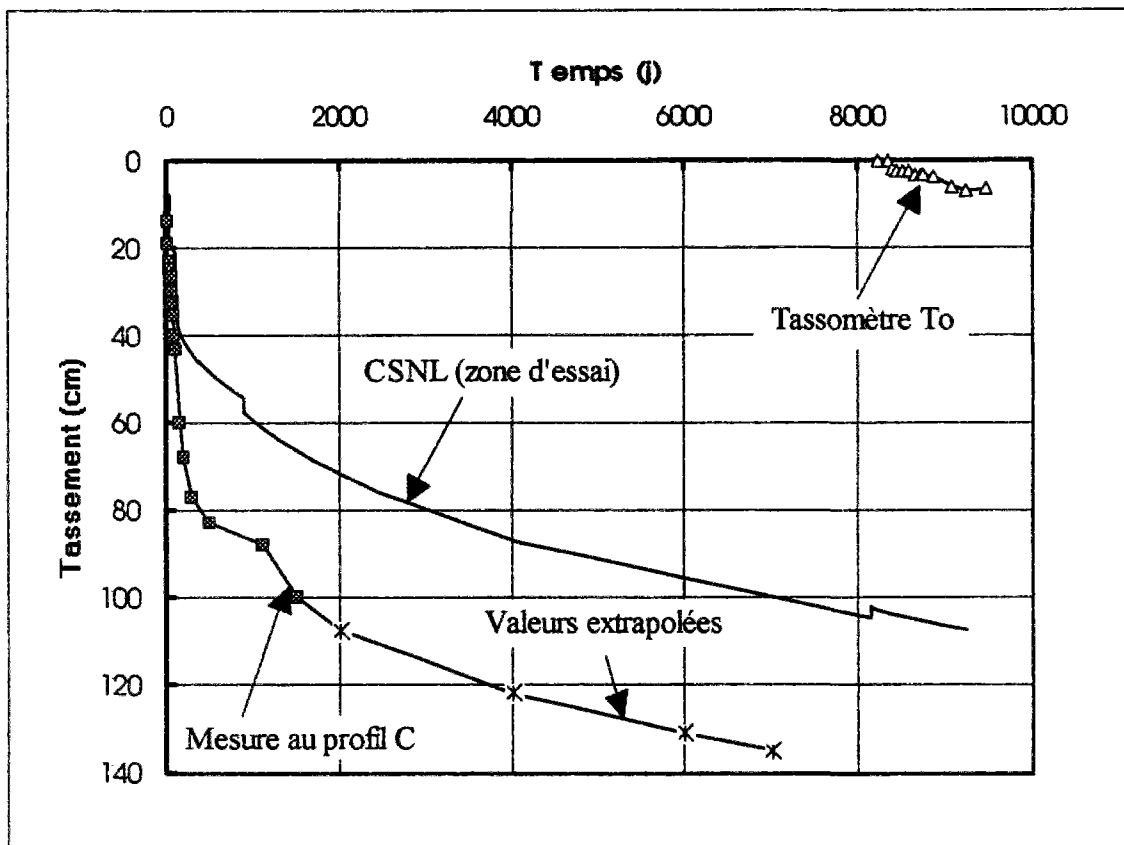


Figure 4.29 : Comparaison des tassements mesurés (profil C) et calculés dans l'axe du remblai principal (profil d'essai), en fonction du temps.

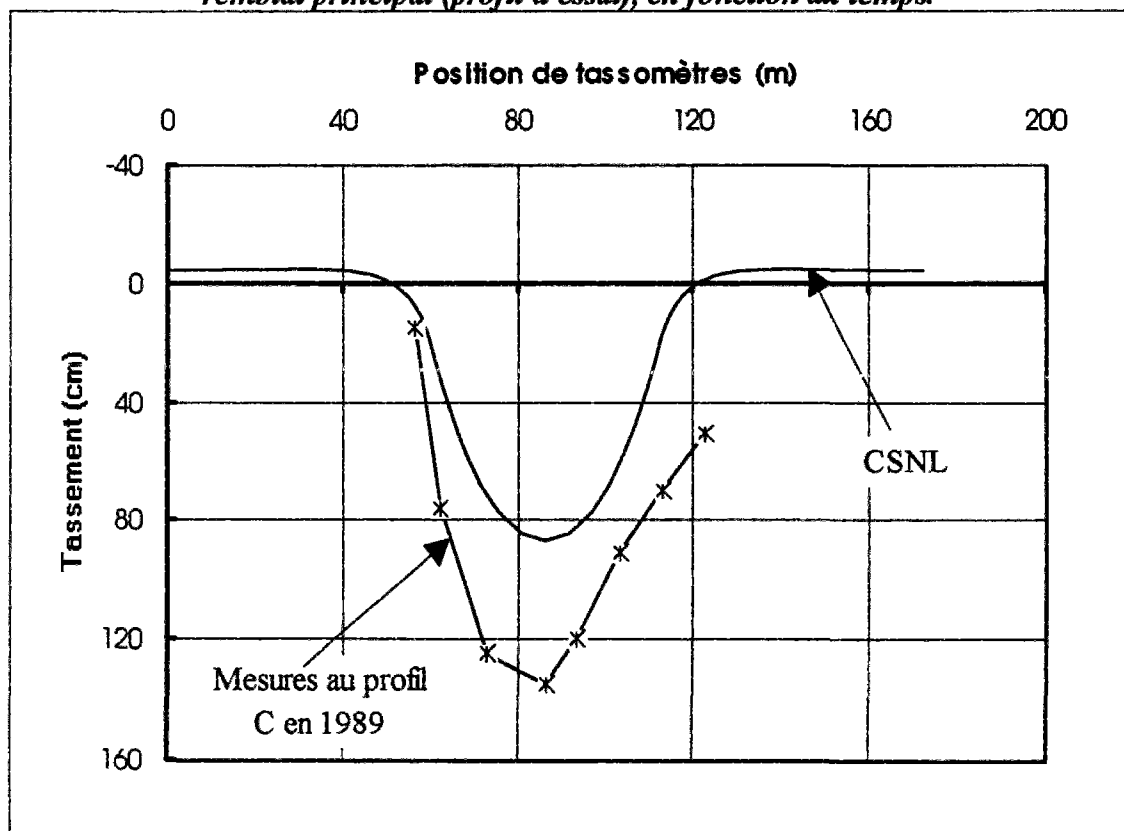


Figure 4.30 : Comparaison des tassements mesuré (profil C) et calculé (profil d'essai) selon le profil en travers, sous l'effet du remblai principal (1989).

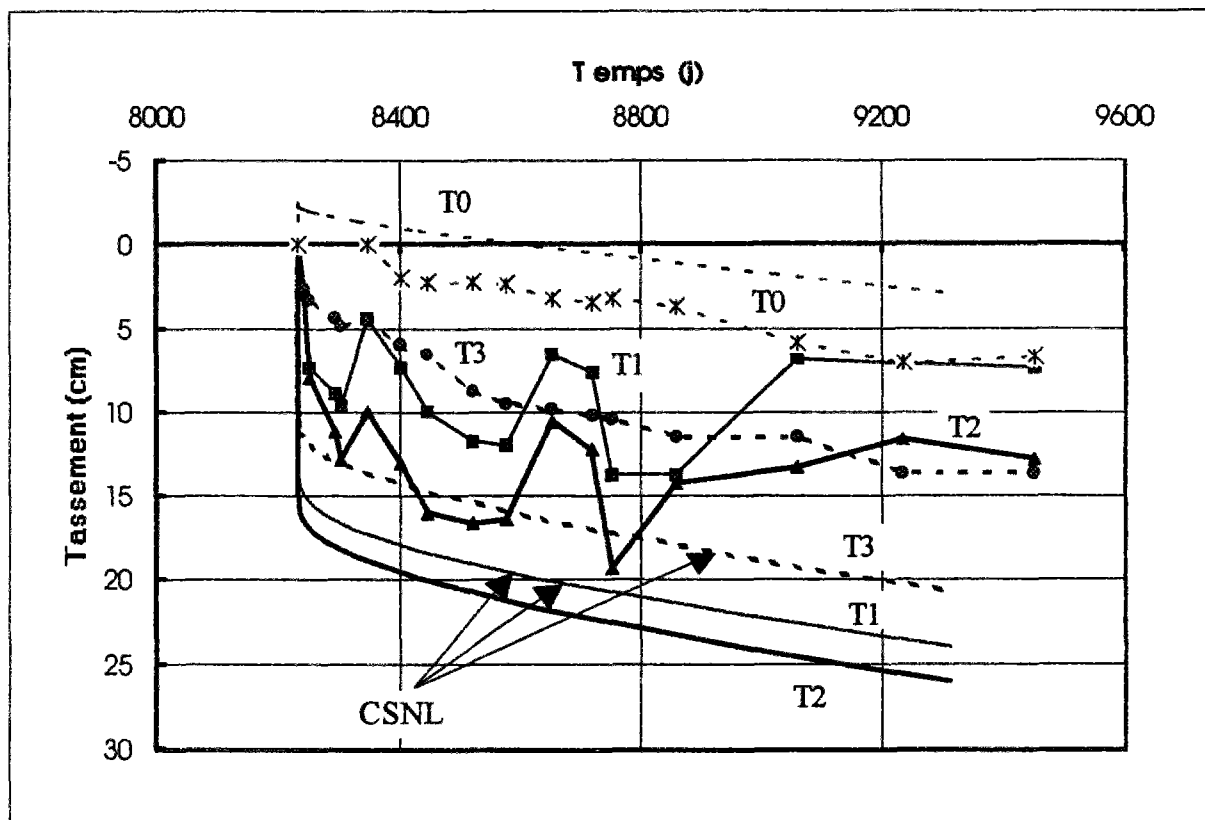


Figure 4.31 : Comparaison des tassements mesurés (T1, T2, T3) et calculés aux noeuds correspondants, sous l'effet du remblai adjacent.

La figure 4.32 montre, selon le profil en travers des remblais, les valeurs calculées du tassement dû au remblai adjacent à différentes dates. L'origine des gonflements non perçus par les capteurs a été commentée antérieurement.

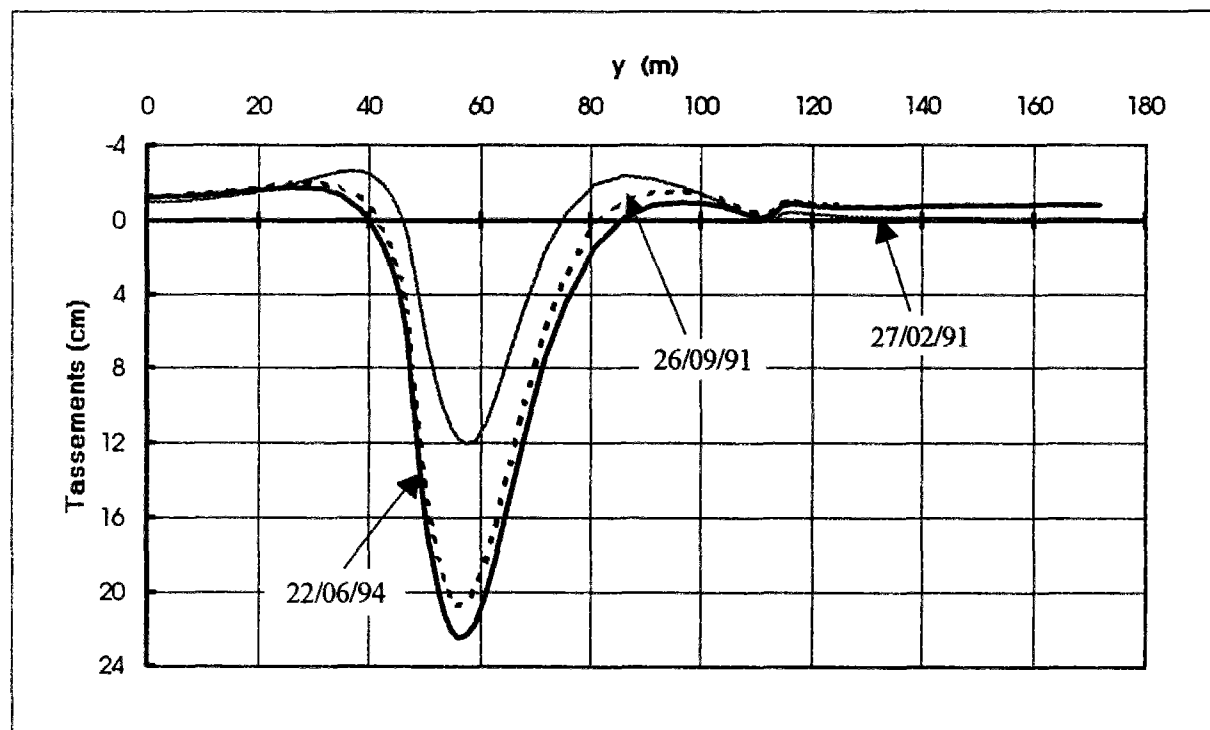


Figure 4.32 : Valeurs calculées des tassements dus à l'effet du remblai adjacent.

Si l'on fait abstraction des gonflements, la construction du remblai adjacent induit dans l'axe du remblai principal un tassement supplémentaire de l'ordre de 5 % par rapport au tassement dû à la construction et à la consolidation du remblai principal.

4.4.5.3. Déplacements horizontaux

Les figures 4.33 et 4.34 comparent les déplacements horizontaux mesurés et calculés, en pied du remblai adjacent et en crête de l'ancien remblai, sous l'effet du remblai adjacent. Au cours de la consolidation, les déplacements horizontaux calculés reviennent vers l'axe du remblai. Les mesures montrent le phénomène inverse, comme on l'observe toujours sur chantier.

Dans le cas des modèles centrifugés, où le sol reste en permanence à l'état surconsolidé, l'évolution vers l'intérieur des déplacements horizontaux pendant la consolidation a été expliquée par les valeurs attribuées aux paramètres d'élasticité anisotrope.

Pour l'élargissement du remblai de la plaine de l'Aude, le calcul n'est pas uniquement élastique et la couche d'argile profonde a un comportement élastoplastique qui impose habituellement la poursuite des déplacements vers l'extérieur, indépendamment des paramètres d'élasticité du sol. La couche superficielle de limon est aussi plastifiée par la charge du remblai. Par contre, la couche intermédiaire de sable reste élastique et cette élasticité isotrope produit pendant la consolidation un déplacement vers l'axe du remblai qui est une cause possible de l'anomalie observée dans l'évolution du déplacement horizontal.

L'étude numérique du remblai de la plaine de l'Aude n'a pas été poursuivie mais cette anomalie de la modélisation mériterait une étude détaillée tant sur le plan de la rhéologie des sols argileux que sur le plan de la modélisation des couches de sable dans les calculs de remblais sur sols compressibles.

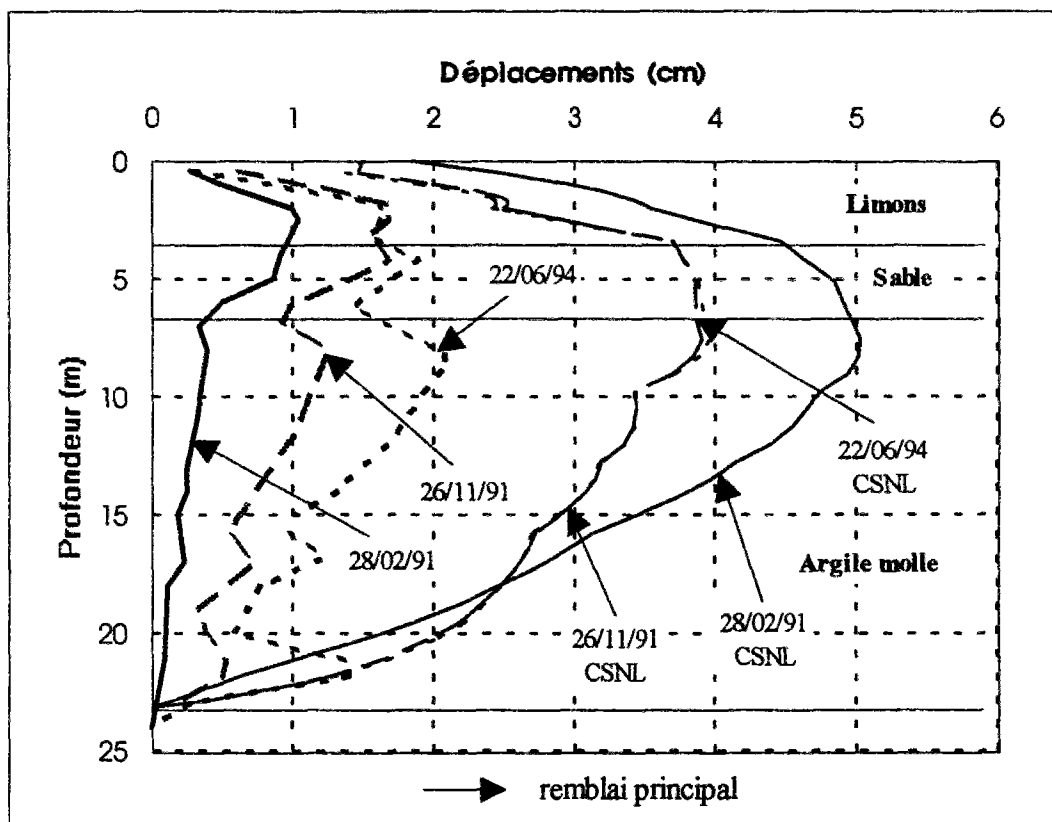


Figure 4.33 : Comparaison des déplacements horizontaux mesurés et calculés en pied du remblai adjacent, sous l'effet du remblai adjacent.

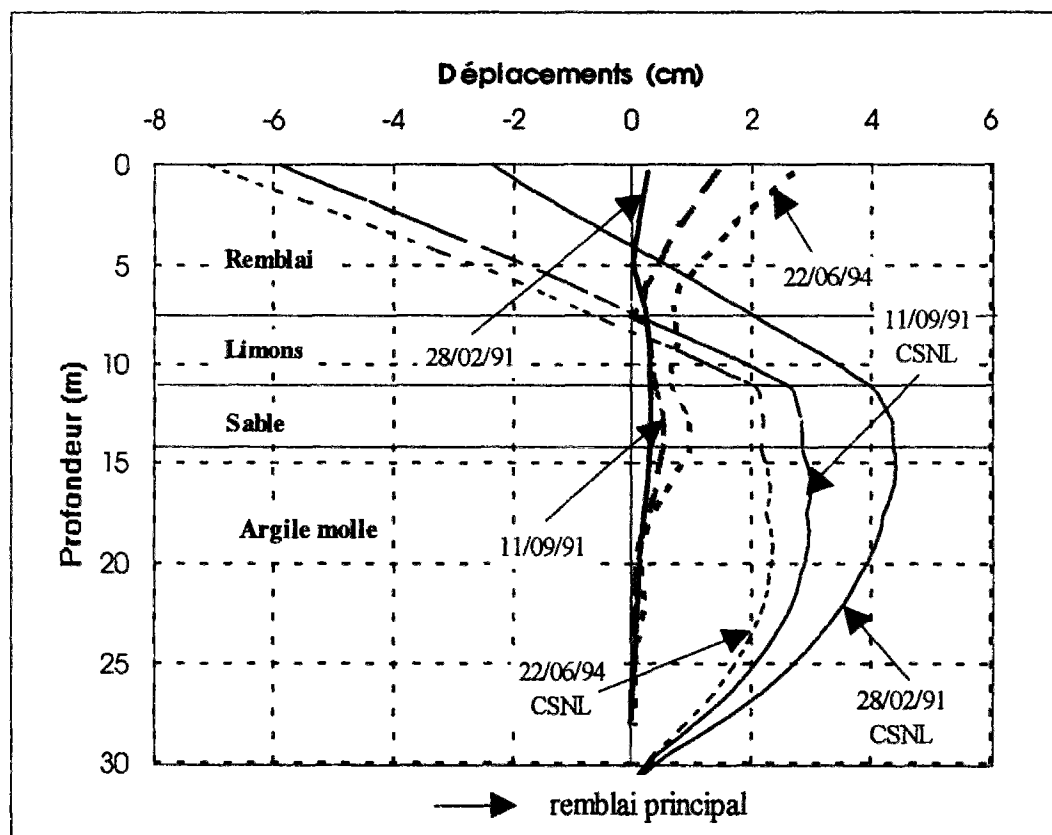


Figure 4.34 : Comparaison du déplacement horizontal mesuré et calculé en crête du remblai principal, sous l'effet du remblai adjacent.

4.5. Conclusion

L'analyse en éléments finis du comportement des modèles centrifugés et du remblai d'essai d'élargissement de l'Autoroute A9 dans la plaine de l'Aude a été réalisée en suivant le mieux possible les détails de la géométrie et de l'application des charges, avec des paramètres physiques et mécaniques des sols et remblais estimés au mieux, et elle s'est déroulée sans difficultés d'ordre numérique.

La comparaison des résultats de ces calculs avec les tassements, pressions interstitielles et déplacements horizontaux observés a révélé un bon accord des calculs et des mesures dans certains cas, mais elle a aussi révélé (ou confirmé) les difficultés rencontrées dans certaines parties de cette recherche :

- certains écarts entre tassements calculés et tassements mesurés traduisent la poursuite du tassement de l'argile dans le modèle centrifugé en dehors de la zone chargée par les remblais. Le calcul, qui suppose que le sol est en état d'équilibre au moment de la construction des remblais, ne peut reproduire les mesures dans ce cas ;

- les déplacements horizontaux calculés de l'argile dans les modèles centrifugés et des sols de fondation dans la plaine de l'Aude évoluent de façon contraire à la réalité pendant la consolidation qui suit la fin de chargement, avec des déplacements dirigés vers l'axe du remblai. Ce comportement, déjà analysé par Belkeziz et Magnan (1982), est lié aux valeurs des paramètres d'élasticité des sols supports du remblai, comme le soulèvement excessif du sol dans les calculs. Comme les valeurs des paramètres de déformabilité des argiles dans le domaine surconsolidé n'ont pas été déterminées expérimentalement, on pourrait incriminer l'absence d'étude expérimentale directe, mais cette observation suggère aussi qu'il faut revenir sur l'analyse du comportement des sols surconsolidés et peut-être réanalyser les données expérimentales disponibles afin de voir s'il est possible de déduire des essais des valeurs de paramètres qui produisent des déformations vers l'extérieur pendant la consolidation.

En tous cas, l'étude numérique présentée dans ce chapitre devra être prolongée en explorant les conséquences du choix des paramètres de calcul les plus influents et de la façon dont ils peuvent être déterminés en pratique.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Au terme de cette étude, nous pouvons tirer un bilan contrasté des différents travaux présentés dans ce mémoire. L'objectif de la recherche était de contribuer à la connaissance des phénomènes qu'induit l'élargissement des remblais sur sols compressibles et au perfectionnement des méthodes de calcul et de la procédure de dimensionnement pour ce type de travaux. La démarche adoptée comportait deux approches complémentaires :

- une étude expérimentale en centrifugeuse, qui devait fournir des éléments d'étude paramétrique,
- une analyse numérique calée sur les essais en centrifugeuse et aussi sur les observations faites sur le site expérimental de la plaine de l'Aude, où un chantier d'élargissement était conduit en parallèle à ce travail.

La **première partie** du travail s'est appuyée sur le centrifugeuse du centre de Nantes du LCPC. Ces études en centrifugeuse ont comporté une partie préliminaire de test et mise au point d'une trémie conçue par le Service d'étude et de construction de prototypes (SECP) du LCPC pour la construction des remblais dans la centrifugeuse en rotation. Ce matériel fonctionne de façon satisfaisante et permet de construire des remblais sous une accélération de 70 g.

Une fois le matériel d'essai au point, plusieurs séries d'essais ont été exécutées dans la centrifugeuse, sur des massifs d'argile reconstituée dans le conteneur d'essai sous l'accélération de la pesanteur. Les conditions de ces essais ont progressivement évolué, jusqu'à obtenir deux séries d'essais permettant de comparer deux variantes d'élargissement d'un remblai. Les conditions d'essais et les mesures ont été soigneusement répertoriées et enregistrées en vue de l'exploitation.

L'interprétation des essais sur modèles centrifugés a rencontré diverses difficultés, liées aux étapes successives de la procédure expérimentale : technique de fabrication des massifs d'argile avant l'essai, surveillance de l'eau dans le modèle, succession de phases de chargement et déchargement sous 1 g dans le laboratoire, rechargements et déchargements en centrifugeuse, dont les données enregistrées lors des essais ne permettent pas une description complète. Néanmoins, la comparaison des résultats des essais en centrifugeuse pour les variantes d'élargissement étudiées donne des résultats qualitativement semblables à ce que l'on peut observer sur les chantiers.

Les travaux de modélisation en centrifugeuse, qui ont occupé une très grande partie du temps de préparation de ce mémoire, ont permis de mieux connaître les points importants de la modélisation des remblais sur argiles, les précautions à prendre pendant toute la procédure et les informations indispensables pour l'analyse des résultats. Mais ils n'ont pas fourni les éléments d'analyse paramétrique espérés lors du lancement de cette recherche.

La **seconde partie** du travail était consacrée à des travaux de modélisation numérique, au moyen du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. L'outil de calcul avait été développé au préalable et nous avons procédé seulement à son transfert dans la version actuelle

de CESAR. Des travaux antérieurs avaient aussi donné des idées assez précises sur la démarche à suivre pour les calculs de remblais sur sols argileux compressibles. Notre travail a porté principalement sur la modélisation numérique des essais en centrifugeuse et sur la modélisation numérique de l'élargissement en vraie grandeur du remblai de la plaine de l'Aude.

La modélisation numérique des essais en centrifugeuse n'a pas donné de résultats concluants, dans la mesure où beaucoup des paramètres nécessaires au calcul n'étaient pas connus (anisotropie de l'argile, état initial des contraintes, surconsolidation initiale du sol, état de saturation du sol, etc.). Mais la confrontation de ces calculs avec les mesures a contribué à préciser les points auxquels une attention particulière devrait être portée dans les expérimentations ultérieures.

La modélisation du remblai de la plaine de l'Aude s'est aussi heurtée à quelques difficultés car les études effectuées à différentes époques sur les propriétés mécaniques des sols de fondation ne fournissaient pas l'ensemble des paramètres nécessaires au calcul. D'autre part, les mesures effectuées sur l'ouvrage provenaient de deux profils voisins mais séparés d'environ deux cents mètres, et les résultats comportaient une partie d'extrapolation des mesures sur la période de 25 ans écoulée entre la construction du remblai initial et de l'élargissement. Cette analyse n'a donc pas fourni des résultats que l'on puisse facilement interpréter pour jeter les bases d'une analyse paramétrique en éléments finis. Mais, cette fois encore, l'étude a permis de soulever des questions sur le choix des paramètres mécaniques des sols qui pourraient constituer un sujet de recherche pour l'avenir.

En conclusion, les deux parties de notre travail ont contribué au progrès des outils de recherche sur le comportement des remblais sur argiles molles et leur élargissement, mais sans atteindre l'objectif final de ces études, qui reste de fournir aux ingénieurs géotechniciens des moyens opérationnels et validés de prévision des conséquences de l'élargissement des remblais sur sols mous, pour qu'ils puissent choisir à meilleur escient les options des projets. Nous espérons néanmoins avoir progressé un peu dans ce sens.

ANNEXES

■ Annexe III-A	<i>Test de fonctionnement de la trémie</i>	168
■ Annexe III-B	<i>Palier de chargement à 1 g</i>	172
■ Annexe III-C	<i>Caractérisation de l'argile et du sable</i>	174
	• Essais pénétrométriques	174
	• Contrainte de préconsolidation	174
	• Courbes de consolidation	175
	• Courbes de fluage	176
	• Essais de perméabilité (argile)	176
	• Essais de cisaillement consolidés non drainés : CU (argile)	181
	• Essais de cisaillement consolidés drainés : CD (sable)	182
	• Essais de perméabilité (sable)	184
■ Annexe III-D	<i>Etalonnage des appareils de mesure</i>	185
■ Annexe III-E	<i>Instrumentation des modèles</i>	189
	• Coupes longitudinales des modèles	189
	• Positions des sondes PI	192
	• Positions des capteurs de déplacements verticaux	192
	• Positions des inclinomètres	193
■ Annexe III-F	<i>Essais 2 et 3 : Rupture du sol de fondation</i>	194
■ Annexe III-G	<i>Résultats des essais et calculs manuels</i>	204
	• Pesée de la trémie en fonction du temps	204

• Schéma de chargement	206
• Relevés de profil en travers des remblais	208
• Pressions interstitielles	210
Evolution des pressions interstitielles	210
Dissipation des surpressions interstitielles	211
Evolution des pressions interstitielles en fonction de la profondeur.....	213
• Tassements.....	214
Profil de tassement en fonction du temps	214
Tassements de surface en fonction du temps	218
Tassements de surface en fonction du logarithme du temps	220
• Déplacements horizontaux.....	224
Déplacement horizontal du capteur en tête d'inclinomètre	224
Déplacements horizontaux.....	225
• Calculs manuels	233
 ■ Annexe III-H <i>Pressions interstitielles négatives</i>	235
 ■ Annexe IV <i>Description et mode d'emploi du module CSNL</i>	242

Annexe III-A

TEST DU FONCTIONNEMENT DE LA TRÉMIE.

La trémie du LCPC réalisée dans le cadre de cette thèse a été décrite dans le chapitre II. On a effectué une série de tests sur la trémie sous champ gravitationnel terrestre et en centrifugeuse, avant la réalisation des essais, pour s'assurer de son bon fonctionnement. Les essais de faisabilité étaient concentrés sur le système d'ouverture-fermeture des différentes combinaisons. La figure 1 montre une vue en perspective de l'ensemble trémie-conteneur.

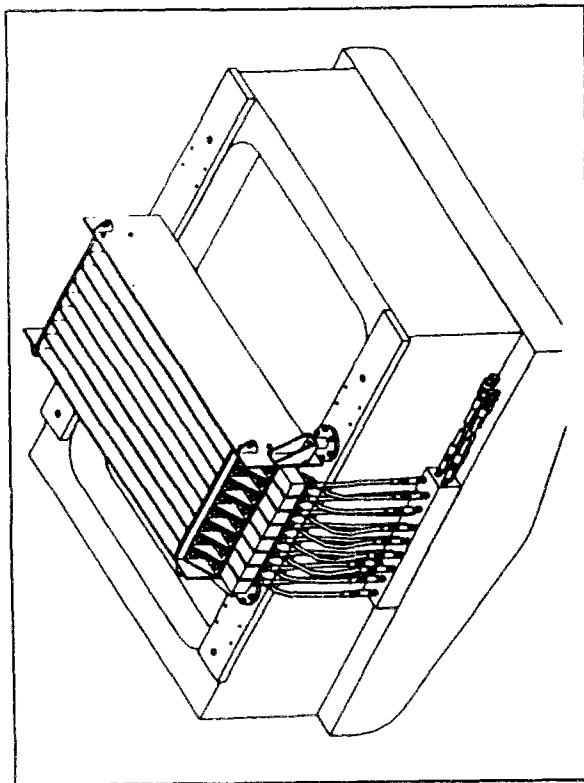


Figure 1 : Vue en perspective de l'ensemble trémie-conteneur.

A - Essai sous champ gravitationnel terrestre

L'essai s'est fait à vide, deux combinaisons de couloirs ont été testées.

- Première combinaison 4 et 2 (couloirs)
(3, 4, 5, 6) et (1, 2)
(3, 4, 5, 6) et (7, 8). (figure 5 a).

On a actionné l'ouverture des couloirs (3, 4, 5, 6) puis (1, 2) ou (7, 8).

- Deuxième combinaison les couloirs (1, 2, 3, 4) et (5, 6, 7, 8). (figure 5 b).

On a actionné l'ouverture des couloirs (1, 2, 3, 4) puis (5, 6, 7, 8). Le système ouverture - fermeture fonctionne bien.

B - Essai en centrifugeuse

Avant la réalisation des tests, on procède au pesage de la trémie et du distributeur et à la détermination du volume de sable que peut contenir la trémie. La détermination de ces masses est nécessaire au réglage du balourd avant de monter au niveau d'accélération souhaité (70 et 100 g).

masse de la trémie = 143 kg
masse du distributeur = 18 kg

Volume du sable = hauteur * (larg. - nb. de cloisons * épais. de cloison) * long. de la trémie
= 130 * (400 - 7 * 5) * 800
= 37,96 l ~ 38 l

masse du sable = volume * masse volumique
= 38 l * 16 kg / m³
= 60 kN

Pour la réalisation des essais de faisabilité en centrifugeuse, un gabarit se substitue au massif d'argile.

Sur la vue en plan ont été numérotés les couloirs (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8), les cloisons (a, b, c, d, e, f, g), les parois (A, B) et les appuis (1, 2, 3) (figure 2). Des constatations ont été faites avant les essais en centrifugeuse :

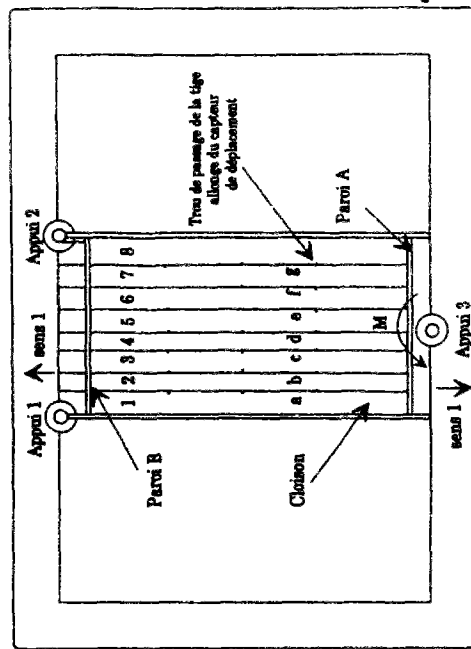


Figure 2 : Vue de dessus de l'ensemble trémie-conteneur.

- 2 - après descente à 1g, on a constaté que le sable contenu dans le couloir (1) n'a pas été évacué ;
- 3 - à l'arrêt, on a essayé en vain d'actionner le système d'ouverture pour évacuer le sable contenu dans le couloir 1 ;

Position des plaques mobiles par rapport à la plaque fixe après l'essai à 100g :

Plaque	1	2	3	4	5	6	7	8
ouverture (mm)	2	1,5	1	0,5	0,5	1	1,5	1,5

- 4 - les parois A et B ont fléchi vers l'extérieur de la trémie suivant le sens 1 indiqué sur la vue en plan (figure 2). Comme les cloisons (a, b, c, d, e, f, g) viennent s'emboîter au niveau de ces dernières, le fléchissement a provoqué un jeu de quelques millimètres entre la paroi A et les cloisons. Ce jeu est de :

Cloisons	a	b	c	d	e	f	g
Jeu (mm)	2	1,5	2,5	2	2,5	2	1,5

- 4 - l'appui 3 s'est affaissé de 1 mm dans le sens de la rotation (selon le moment M) (figure 2) ;
- 5 - les appuis 1 et 2 se sont déformés suite à la rotation de l'appui 3 (figure 3) ;
- 6 - la trémie s'est affaissée et est venue s'appuyer sur le conteneur.

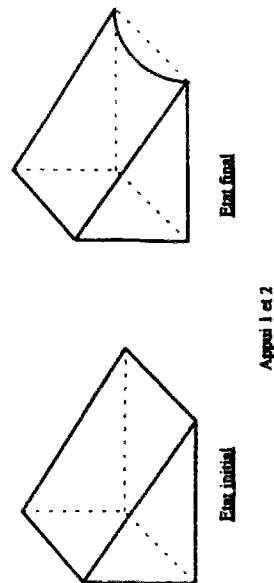


Figure 3 : Déformation des appuis 1 et 2.

Les causes probables des problèmes cités ci-dessus sont les suivantes :

- 1 - les couloirs 1 et 8 fuient, leurs plaques mobiles sont gondolées ;
- 2 - après fixation des flexibles sur le distributeur, ce dernier se trouve incliné vers le fond de la nacelle ;
- 3 - la trémie est disposée sur le conteneur sans plats marijys avec un jeu de 4 mm (la trémie ne repose pas sur le conteneur)
- Les essais de faisabilité ont été réalisés à deux niveaux de g différents : 70 et 100 g

Première série d'essais de faisabilité

a - Essai à 70 g

Les couloirs sont remplis à ras bord de sable. La combinaison choisie est 4 et 4 : couloirs (1, 2, 3, 4) et (5, 6, 7, 8) (figure 5 b).

A 70 g, on a une masse de l'ensemble trémie - sable de $(139 \text{ kg} + 60 \text{ kg}) \approx 199 \text{ kg}$

On actionne l'ouverture des quatre premiers couloirs (1, 2, 3, 4), le sable est évacué en une seule fois en 2 à 3 s. Par la suite, on actionne l'ouverture des quatre autres couloirs (5, 6, 7, 8) : cette fois, le sable est évacué en trois fois pour simuler la vitesse de chargement (construction par étapes du remblai). A l'arrêt, on a constaté que le second remblai est plus compact que le premier, qui a été construit en une seule fois.

Après descente à 1 g, les couloirs ne sont pas complètement fermés, plus particulièrement ceux au voisinage de l'appui 3. On a essayé de les refermer pour pouvoir procéder à l'essai à 100 g mais sans résultat.

Les plaques mobiles de chacun des couloirs ont un déplacement résiduel par rapport à la plaque fixe égal après l'essai à 70 g :

Plaque	1	2	3	4	5	6	7	8
Ouverture (mm)	2	1,5	1,5	1	1	1,5	2	2

b - Essai à 100 g

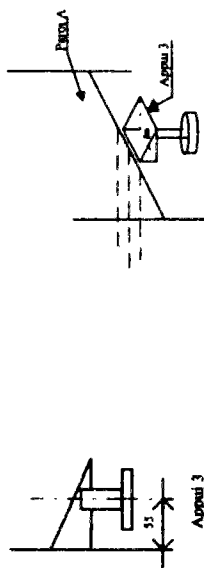
On a rempli la trémie de sable de façon non symétrique. La combinaison de couloirs étant la même qu'à 70g, c'est à dire (1, 2, 3, 4) et (5, 6, 7, 8) (figure 5 c). La masse de l'ensemble embarqué est de $(139 \text{ kg} + 56 \text{ kg}) \approx 195 \text{ kg}$

On actionne l'ouverture des couloirs (1, 2, 3, 4) en effectuant plusieurs ouvertures - fermetures et on fait de même pour l'ouverture des autres couloirs, en appliquant une pression de 180 bars.

Les problèmes apparus pendant et après les essais de faisabilité, sont énumérés ci-dessous et sont constatés à l'œil nu :

- 1 - le système d'ouverture fonctionne de façon aléatoire, il a fallu actionner deux fois les boutons de commande pour que l'ouverture se fasse ;

- les couloirs dont on n'a pas pu actionner la fermeture sont au voisinage de l'appui 3 (ce sont les couloirs centraux). Ce problème est dû probablement à l'effort important repris par l'appui 3, qui est en console et sur lequel reposent deux autres consoles (voir schéma ci-après)



En supposant que l'appui 3 reprenne 70 kN, le moment produit est égal à $(70 \text{ kN} \cdot 55 \text{ mm}) = 3,85 \text{ kN.m}$

La combinaison du moment M_1 dû aux efforts qui s'appliquent sur la paroi A et du moment M provoque le fléchissement des parois A et B.

- La déformation des appuis 1 et 2 est due à un manque de rigidité.

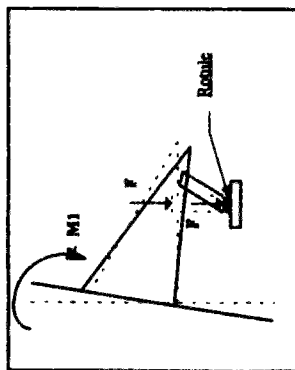


Figure 4 : Déformation de l'appui 3.

Il a fallu prévoir des pièces pleines pour les appuis 1 et 2 similaires à celle de l'appui 3 avec des rotules de forme sphérique en dessous des trois appuis pour que la transmission de l'effort se fasse verticalement. Il a fallu aussi prolonger l'appui 3 jusqu'aux cloisons extrêmes et l'encasturer à celle-ci pour éviter le fléchissement des parois A et B et le problème relié à l'ouverture des couloirs près de cet appui.

Suite à ces modifications, on a réalisé d'autres essais de faisabilité en centrifugeuse sous une accélération de 100g.

Les couloirs sont remplis à ras bord de sable. La combinaison de couloirs choisie est (1, 2, 3, 4) et (5, 6, 7, 8) (figure 5 b). A l'issue de la montée en accélération à 100 g, on a pu vider les quatre premiers couloirs ainsi que les quatre autres en plusieurs fois. Par contre, après descente à 1g, on s'est rendu compte que les couloirs 1, 4 et 5 étaient encore remplis de sable. Le remblai obtenu présentait une hauteur de 7,7 cm pour une hauteur de sable mise dans la trémie de 13 cm et une pente de 1/2.

On a alors réalisé un autre essai avec la même configuration : le sable a pu être évacué à différents niveaux de g. A la fin de cet essai, le couloir 7 est resté bloqué en position de fermeture.

On a pu actionner l'ouverture de ce couloir, sous champ gravitationnel terrestre, en enlevant les deux cloisons délimitant le couloir. L'ouverture était alors empêchée par un contact frottant entre la plaque mobile et les cloisons. En effet, les cloisons sont toutes fléchies dans un même sens d'un maximum de 4 mm. Les vérins reliés au distributeur qui permet de commander hydrauliquement l'ouverture et la fermeture des couloirs sont fixés en console par l'intermédiaire d'équerres. Au bout de deux ou trois fermetures, les vérins se trouvent déréglés. En conséquence, on ne peut plus procéder à l'ouverture et à la fermeture des couloirs. Les soudures des équerres qui maintiennent les vérins reliés aux couloirs 2 et 5 se sont rompues.

Pour résoudre le problème de frottement entre les plaques mobiles et les cloisons, les plaques mobiles ont été limitées. Après réglage des vérins, on a procédé à une série d'ouvertures - fermetures respectivement à 1 g et à 100g des différents couloirs non remplis de sable. Le système d'ouverture - fermeture a fonctionné. A noter que la plaque mobile du couloir 5 n'a pas été remise en place après la rupture de la soudure. A la suite de l'essai à 100 g, la plaque mobile du couloir 6 s'est à moitié ouverte.

Les cloisons divisant la trémie en couloirs sont percées de trous verticaux dans lesquels glissent les tiges allongées des capteurs de déplacements verticaux.

Il a fallu modifier le diamètre de ces tiges pour que les capteurs puissent suivre le mouvement du sol, et renforcer le système de fixation des vérins pour éviter toute rotation et tout dérèglement des vérins après plusieurs ouvertures - fermetures.

Après ces modifications, d'autres essais de faisabilité de la trémie à 70 g et à 100 g ont été réalisés.

Deuxième série d'essais de faisabilité

a - Essai à 70 g

Les couloirs sont remplis à ras bord de sable (figure 5 b). La combinaison choisie est : couloirs (1, 2, 3, 4) et (5, 6, 7, 8). Les quatre premiers couloirs sont destinés à la construction du remblai principal et les quatre autres à la construction du remblai adjacent. A l'arrivée à 20 g, on constate que le capteur DV 51 est resté bloqué et que le peson 1 ne fonctionne pas. Le remblai principal a été construit en deux fois ; par contre le remblai adjacent a été construit en une seule fois.

On constate un retard entre la commande à partir de la salle de pilotage et l'ouverture ou la fermeture des couloirs.

b - Essai à 100 g

La trémie a été remplie de façon non symétrique. Les couloirs (1, 2, 5, 6, 7, 8) et les couloirs (3, 4) sont remplis respectivement à ras bord et à moitié (figure 5 c). La combinaison de couloirs est la même qu'à 70g. A la fin de l'essai, on constate que le couloir 2 ne s'est pas vidé. On a réussi à vider le sable du couloir 2 à 70 g.

L'ouverture et fermeture de la trémie de sable reste aléatoire sous une accélération de 100 g. Il a été décidé de réaliser les essais à venir sous une accélération de 70g, où l'ouverture séquentielle des différents couloirs est garantie.

c - Essai à 70 g :

D'autres essais ont été réalisés sous une accélération de 70 g pour déterminer les hauteurs de remplissage des différents couloirs, améliorées au cours des essais. Ces hauteurs ont été données dans le chapitre 2.

En résumé, ces essais de faisabilité ont montré que la stabilité mécanique et l'ouverture - fermeture de cette trémie sont garanties jusqu'à une accélération de 70 g. Il faut procéder au nettoyage de la trémie après chaque essai et effectuer des essais de faisabilité à 1 g pour vérifier le système d'ouverture - fermeture et le déplacement des tiges (ces tiges prolongent mécaniquement les capteurs de déplacement vertical) le long des cloisons.

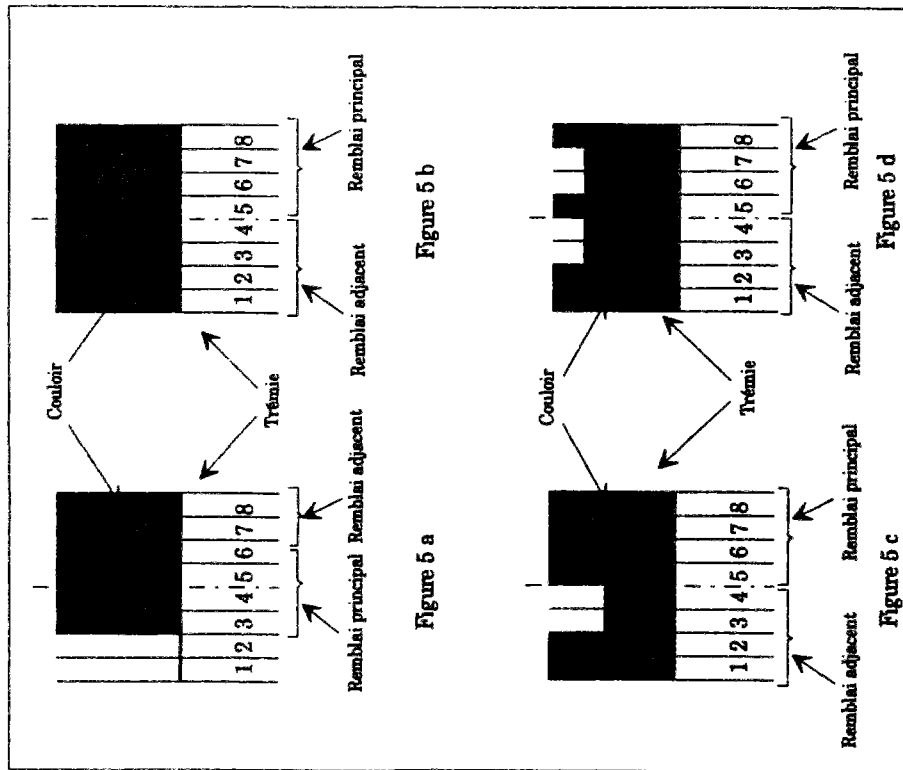


Figure 5 : Coupe longitudinale de la trémie et des remblais.

Annexe III-B

PALIERES DE CHARGEMENT À 1G.

Paliers de chargement de la consolidation à 1 g (conteneur n° 1).

Couche n°	Palier n°	Début (1993)	Fin (1993)	σ_v (kPa)	h_i (mm)	h_r (mm)
1	1	01/02	03/02	11,8	130	107
	2	03/02	04/02	40,6	107	97
	3	04/02	17/02	56,8	97	91
2	1	17/02	20/02	11,8	215	197
	2	20/02	21/02	17,86	197	184
	3	21/02	22/02	48,71	184	174
	4	22/02	23/02	84,43	174	161
	5	23/02	24/02	121,77	161	158
	6	24/02	25/02	121,77	158	157
		25/02	26/02	146	157	156
		26/02	02/03	146	156	155
		02/03	04/03	146	155	154

Paliers de chargement de la consolidation à 1 g (conteneur n° 2).

Couche n°	Palier n°	Début (1993)	Fin (1993)	σ_v (kPa)	h_i (mm)	h_r (mm)
1	1	17/03	19/03	11,8	118	98
	2	19/03	19/03	40,6	98	90
	3	19/03	22/03	56,8	90	83
2	1	23/03	24/03	11,8	203	199
		24/03	25/03	11,8	199	188
		25/03	26/03	11,8	188	187
	2	26/03	26/03	32,47	187	185
	3	26/03	29/03	48,7	185	179
	4	29/03	30/03	81,18	179	173
		30/03	31/03	81,18	173	172
	5	31/03	01/04	81,18	172	172
		01/04	02/04	105,54	172	170

Paliers de chargement de la consolidation à 1 g (conteneur n° 3).

Couche n°	Palier n°	Début (1993)	Fin (1993)	σ_v (kPa)	h_i (mm)	h_r (mm)
1	1	14/05	14/05	11,8	121	117
		14/05	17/05	11,8	117	101
	2	17/05	18/05	40,59	101	93
	3	18/05	19/05	56,83	93	88
2	4	19/05	24/05	64,94	88	87
	1	24/05	26/05	11,4	216	214,5
	2	26/05	27/05	11,6	214,5	207
	3	27/05	28/05	11,8	207	201
		28/05	29/05	11,8	201	190
		29/05	01/06	11,8	190	181
		01/06	02/06	11,8	181	181
	4	02/06	03/06	32,47	181	174
	5	03/06	04/06	81,18	174	172
		04/06	07/06	81,18	172	169
		07/06	08/06	81,18	169	163
		08/06	09/06	81,18	163	163
		09/06	10/06	81,18	163	162
	6	10/06	14/06	105,53	162	161

Paliers de chargement de la consolidation à 1 g (conteneur n° 4).

Couche n°	Palier n°	Début (1993)	Fin (1993)	σ_v (kPa)	h_i (mm)	h_r (mm)
1	1	23/07	26/07	2	113	107
	2	26/07	27/07	4,44	107	101
	3	27/07	29/07	11,8	101	93
	4	29/07	30/07	43,8	93	83
	5	30/07	30/07	100,6	83	77
2	6	30/07	02/08	129,23	77	74
	1	02/08	03/08	0,65	157	155
	2	03/08	04/08	1,44	155	152
3	1	04/08	05/08	3,88	203	195
	2	05/08	06/08	11,8	195	189
	3	06/08	09/08	43,83	189	169
	4	09/08	10/08	56,83	169	165
	5	10/08	11/08	97,42	165	160
	6	11/08	12/08	138	160	158
	7	12/08	13/08	163	158	155,5
	8	13/08	17/08	195,6	155,5	155
	9	17/08	18/08	211,07	155	154
	10	18/08	19/08	227,31	154	153
	11	19/08	20/08	243,55	153	152
	12	20/08	23/08	259,78	152	150,5
	13	23/08	27/08	324,73	150,5	148
	14	27/08	30/08	324,73	148	148

Paliers de chargement de la consolidation à 1 g (conteneur n° 6).

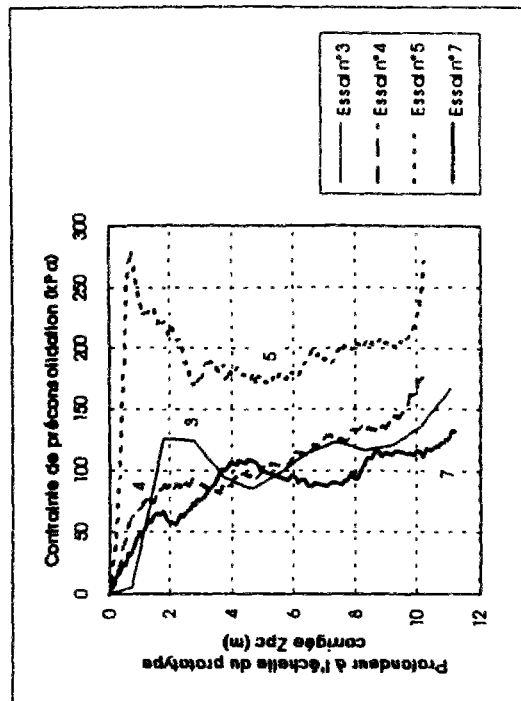
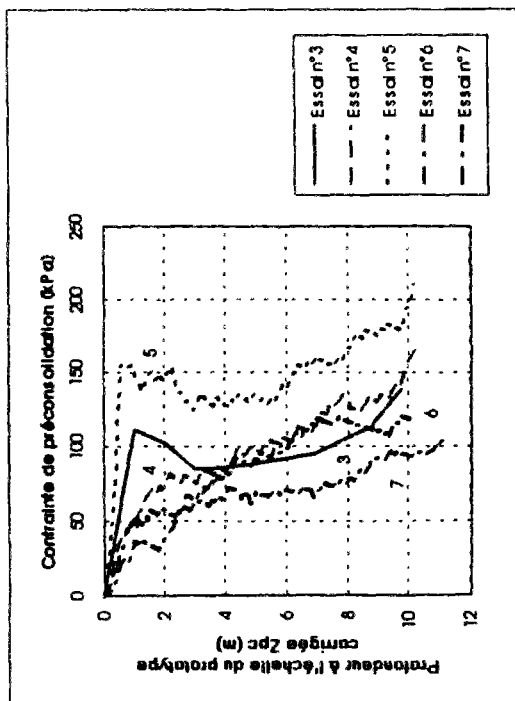
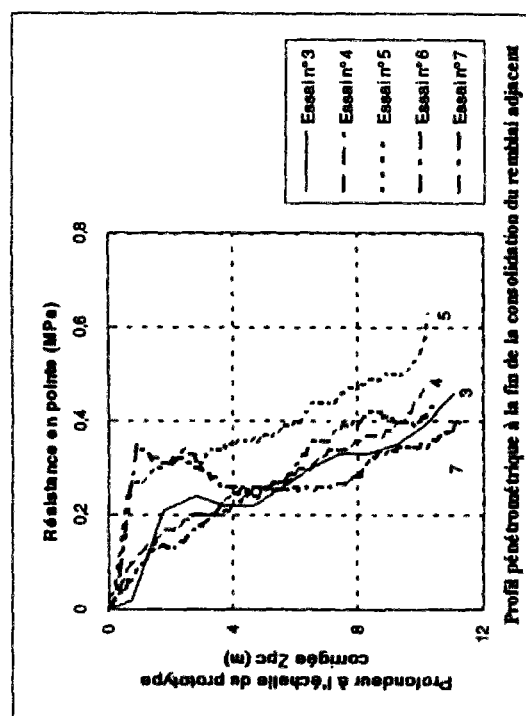
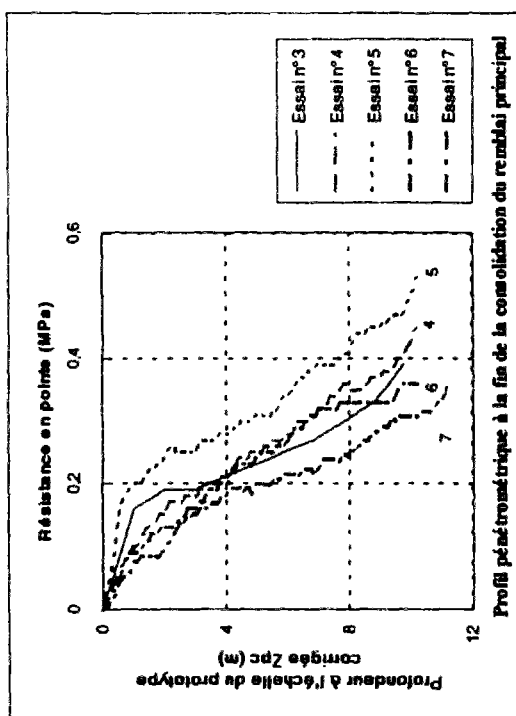
Couche n°	Palier n°	Début (1993)	Fin (1993)	σ_v' (kPa)	h_c (mm)	h_r (mm)
1	1	19/11	22/11	0,65	115	112
	2	22/11	23/11	3,13	112	107
	3	23/11	24/11	11,8	107	101
	4	24/11	25/11	40,59	101	87
	5	25/11	26/11	97,42	87	81
	6	26/11	29/11	129,89	81	77
2	1	01/12	02/12	3,96	159	157
	2	02/12	03/12	12,23	157	154
	3	03/12	03/12	94,2	154	150
	4	07/12	08/12	136,38	131	129
	5	08/12	09/12	227,1	129	126
3	1	09/12	10/12	4,43	204	202
	2	10/12	11/12	11,8	202	198,5
	3	11/12	13/12	34,09	198,5	196
	4	13/12	14/12	82,8	196	187
	5	14/12	15/12	162,36	187	181
	6	15/12	16/12	243,55	181	178
		16/12	17/12	243,55	178	176
		17/12	22/12	après arasement du surplus d'argile (19 mm)		157

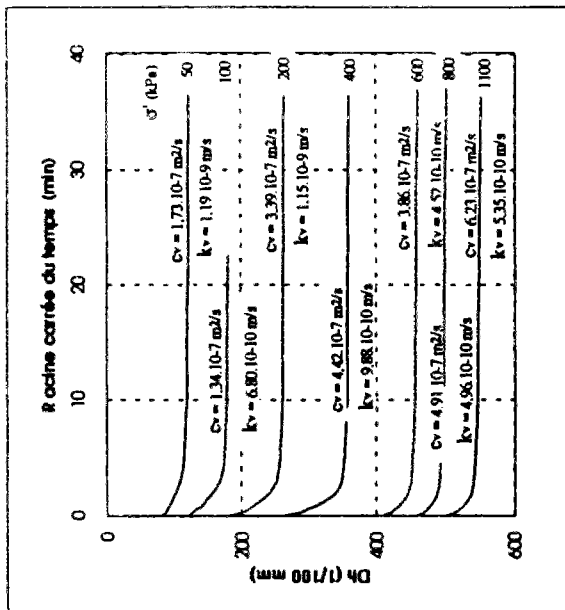
Paliers de chargement de la consolidation à 1 g (conteneur n° 7).

Couche n°	Palier n°	Début (1994)	Fin (1994)	σ_v' (kPa)	h_c (mm)	h_r (mm)
1	1	29/12	31/12	3,18	87	81
	2	31/12	04/01	11,8	81	69
	3	04/01	05/01	40,55	69	62
	4	05/01	06/01	121,77	62	58
	5	06/01	07/01	162,36	58	56
2	1	07/01	10/01	4,26	163	153
	2	10/01	11/01	11,8	153	150
	3	11/01	12/01	24	150	138
	4	12/01	13/01	47,1	138	134
	5	13/01	14/01	115,28	134	126
	6	14/01	17/01	162,36	126	123
3	1	17/01	19/01	4,26	199	191
	2	19/01	20/01	11,8	191	187
	3	20/01	21/01	34,84	187	181
	4	21/01	24/01	81,12	181	175
	5	24/01	25/01	162,36	175	170
	6	25/01	26/01	243,55	170	167
		26/01	07/02	243,55	167	167

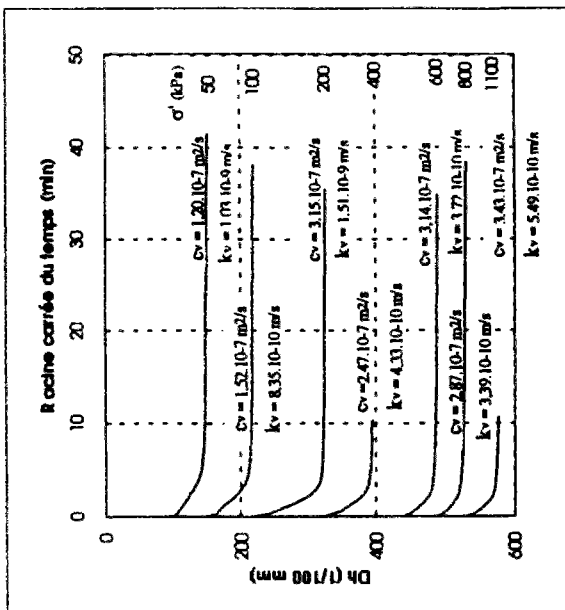
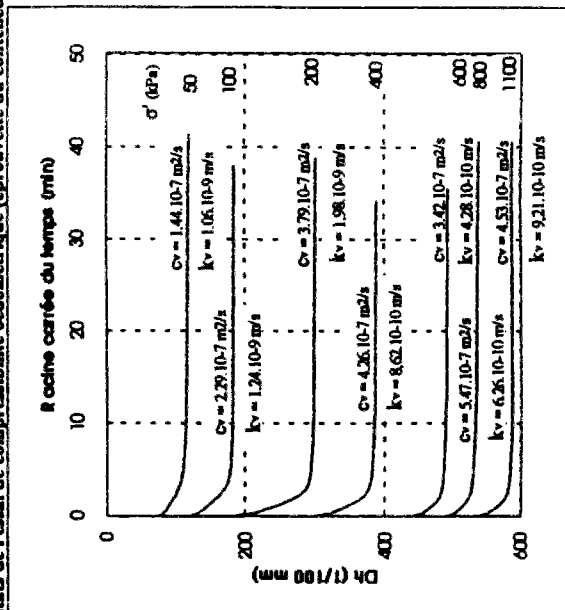
Annexe III-C

Caractérisation de l'argile et du sable

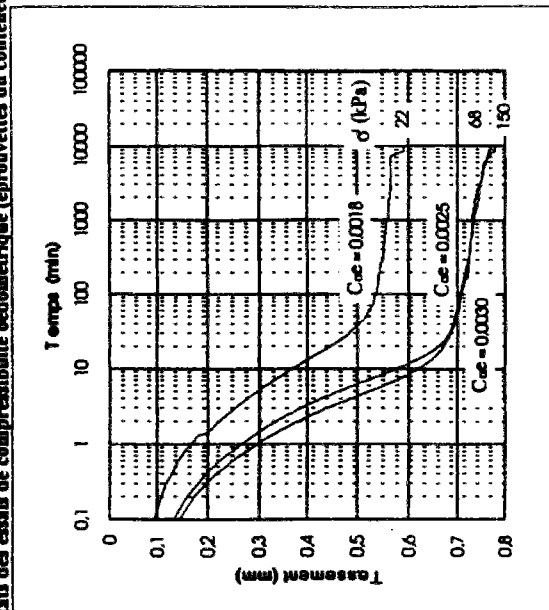


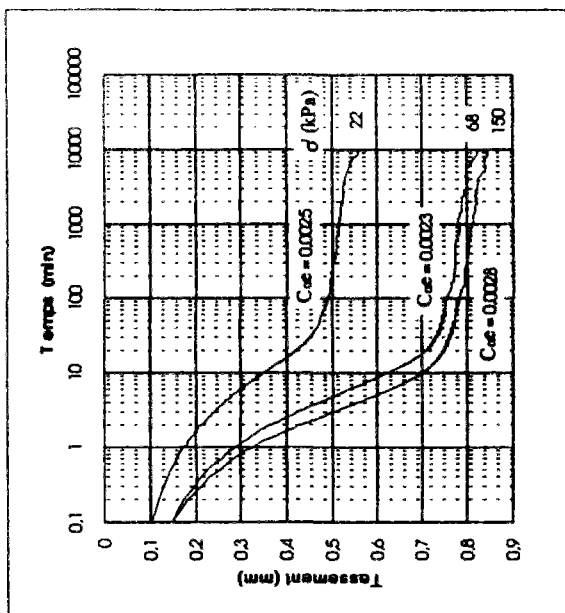


Résultats de l'essai de compressibilité oedométrique (épreuve du conteneur 4).



Résultats des essais de compressibilité oedométrique (épreuves du conteneur 5).





Résultats des essais de fluage oedométrique (éprouvette issue du conteneur n° 5).

A • Argile

1 - Essais de perméabilité

On a effectué au total sept essais de perméabilité à charge constante. Les quatre premiers ont été réalisés sur une éprouvette prélevée dans le massif d'argile relatif à l'essai 5, après l'essai de centrifugation. Cette éprouvette a été prélevée à $x = 165$ mm et $y = 520$ mm par rapport au zéro du conteneur 5. Les trois autres essais ont été réalisés sur une éprouvette reconstituée en laboratoire. Cette éprouvette a été consolidée sous une contrainte σ'_v de 150 kPa dans un moule cylindrique.

Les courbes ci-après présentent l'évolution en fonction du temps du volume d'eau qui a traversé l'éprouvette. Les conditions d'essai et les valeurs de perméabilité obtenues sont regroupées dans les tableaux ci-dessous pour les deux éprouvettes.

Conditions et résultats des essais de perméabilité.
(éprouvette issue du conteneur : diamètre 76,5 mm ; hauteur 147 mm).

σ'_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)	Gradient i	Perméabilité k (m/s)
100	200	200	13,6	$3,0 \cdot 10^{-10}$
100	200	100	6,8	$1,5 \cdot 10^{-10}$
150	200	200	13,6	$3,5 \cdot 10^{-10}$
200	200	200	6,8	$4,0 \cdot 10^{-10}$

Conditions d'essai et résultats des essais de perméabilité
(éprouvette reconstituée : diamètre 73,7 mm ; hauteur 148 mm).

σ'_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)	Gradient i	Perméabilité k (m/s)
50	200	200	13,5	$7,0 \cdot 10^{-10}$
100	200	200	13,5	$6,3 \cdot 10^{-10}$
150	200	200	13,5	$5,9 \cdot 10^{-10}$

2 - Essai de cisaillement CU

On a réalisé des essais de cisaillement CU sur les deux éprouvettes qui ont servi aux essais de perméabilité. Les résultats bruts de ces essais sont présentés sous forme de trois courbes : la courbe de cisaillement (q , e_s), la courbe (u , e_s) et la courbe (p' , q). Ces courbes seront présentées par la suite.

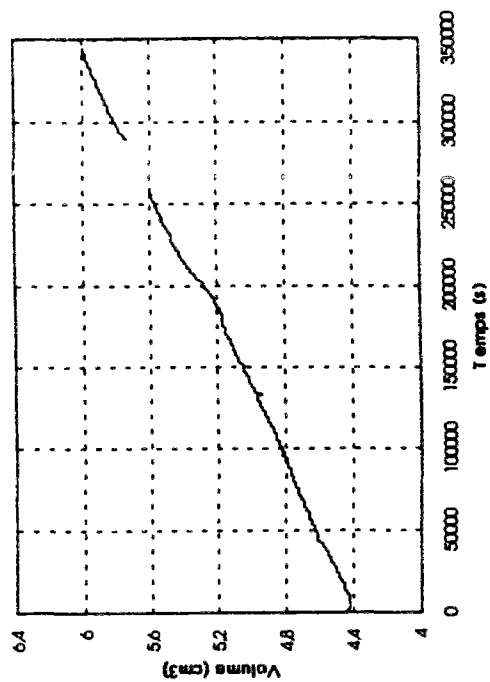
ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE

Matériau : Kaolin
Date : 14 / 03 / 94
Echantillon : Eprouvette prélevée en centrifugeuse

Conditions d'essai

σ_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)
100	200	100

Débit mesuré en fonction du temps



Coefficient de perméabilité: $k = 1,5 \cdot 10^{-10}$ m/s

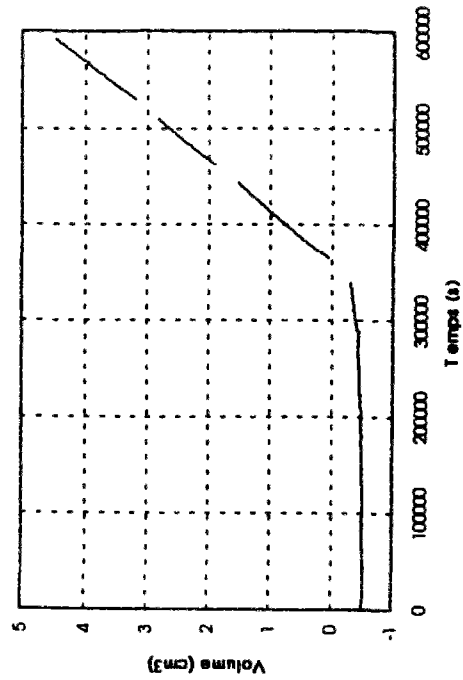
ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE

Matériau : Kaolin
Date : 14 / 03 / 94
Echantillon : Eprouvette prélevée en centrifugeuse

Conditions d'essai

σ_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)
100	200	200

Débit mesuré en fonction du temps



Remarque: Débit mesuré pratiquement nul jusqu'à $t = 300000$ s

Coefficient de perméabilité: $k = 3,0 \cdot 10^{-10}$ m/s

ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE

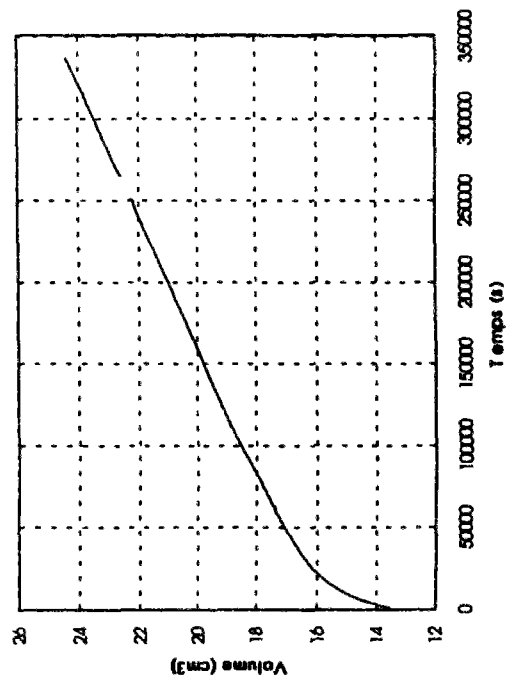
Matériau : Kaolin
Echantillon : Eprouvette prélevée en centrifugeuse

Date : 14 / 03 / 94

Conditions d'essai

σ_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)
200	200	200

Débit mesuré en fonction du temps



Coefficient de perméabilité: $k = 4,0 \cdot 10^{-10}$ m/s

ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE

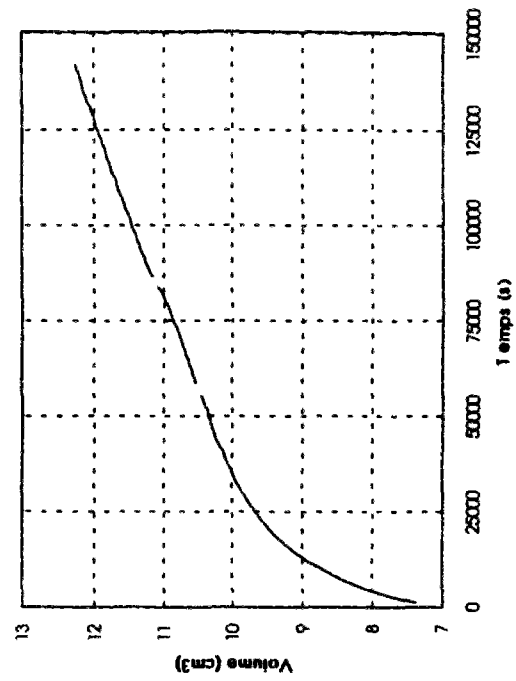
Matériau : Kaolin
Echantillon : Eprouvette prélevée en centrifugeuse

Date : 14 / 03 / 94

Conditions d'essai

σ_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)
150	200	200

Débit mesuré en fonction du temps



Coefficient de perméabilité: $k = 3,5 \cdot 10^{-10}$ m/s

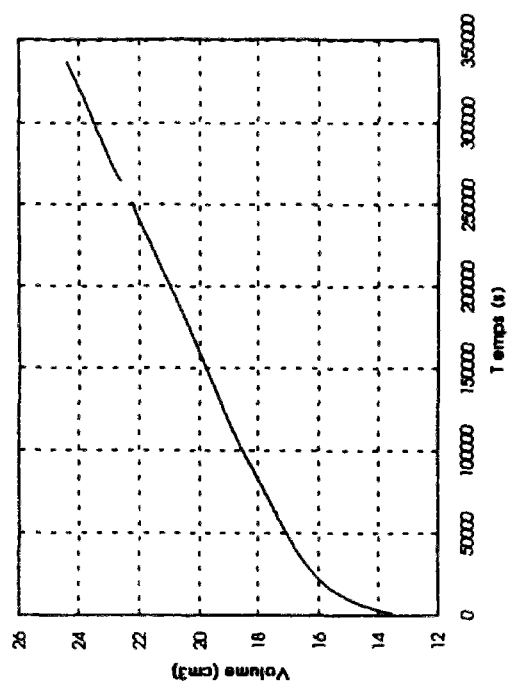
ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE

Matériau : Kaolin
 Date : 14 / 03 / 94
 Echantillon : Eprouvette prélevée en centrifugeuse

Conditions d'essai

σ'_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)
200	200	200

Débit mesuré en fonction du temps



Coefficient de Perméabilité: $k = 4,0 \cdot 10^{-10}$ m/s

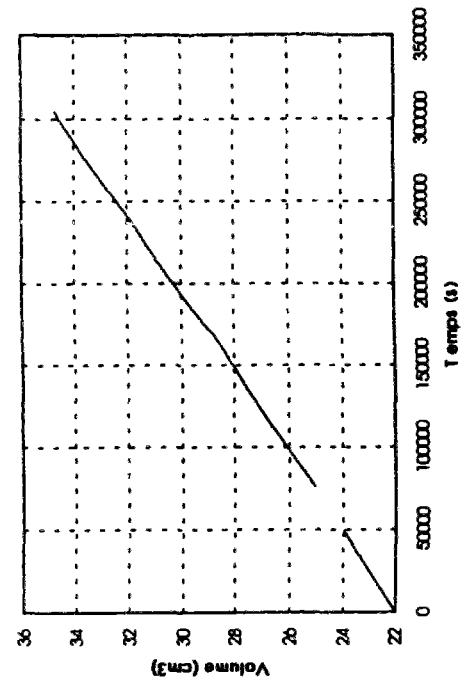
ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE

Matériau : Kaolin
 Date : 28 / 03 / 94
 Echantillon : Eprouvette reconstituée en laboratoire, consolidée à 150 kPa

Conditions d'essai

σ'_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)
50	200	200

Débit mesuré en fonction du temps



Coefficient de perméabilité: $k = 7,0 \cdot 10^{-10}$ m/s

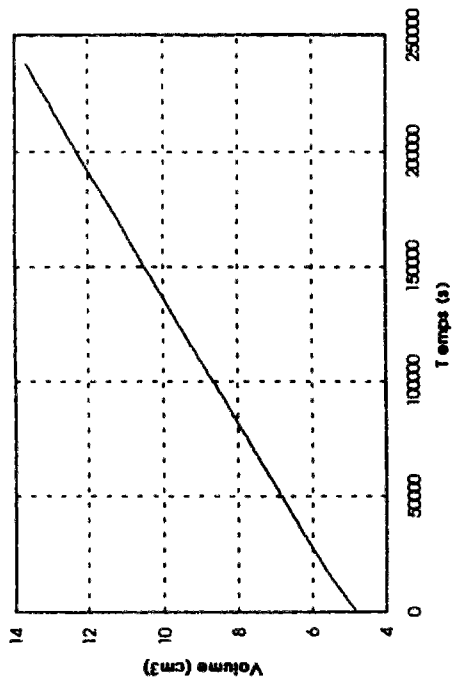
ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE

Matériau : Kaolin Date : 21 / 03 / 94
Echantillon : Eprouvette reconstituée en laboratoire, consolidée à 150 kPa

Conditions d'essai

σ'_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)
150	200	200

Débit mesuré en fonction du temps



Coefficient de perméabilité: $k = 5.9 \cdot 10^{-10}$ m/s

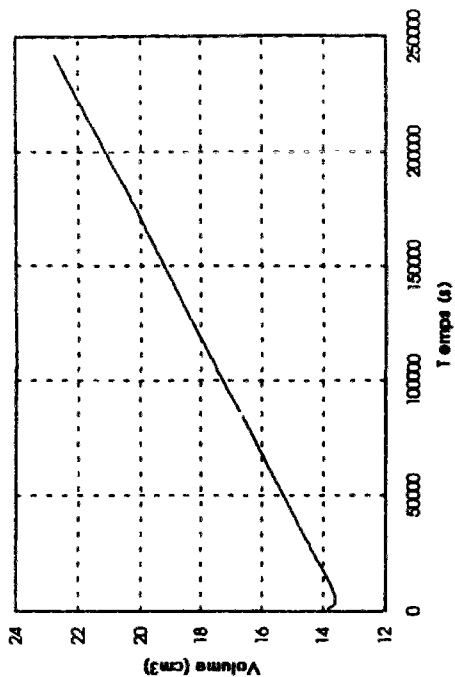
ESSAI DE PERMEABILITE A CHARGE CONSTANTE

Matériau : Kaolin Date : 22 / 03 / 94
Echantillon : Eprouvette reconstituée en laboratoire, consolidée à 150 kPa

Conditions d'essai

σ'_3 (kPa)	Contre-pression (kPa)	Charge (cm d'eau)
100	200	200

Débit mesuré en fonction du temps

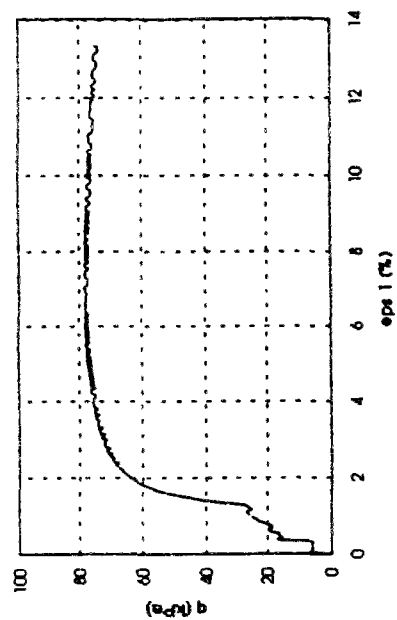


Coefficient de perméabilité: $k = 6.3 \cdot 10^{-10}$ m/s

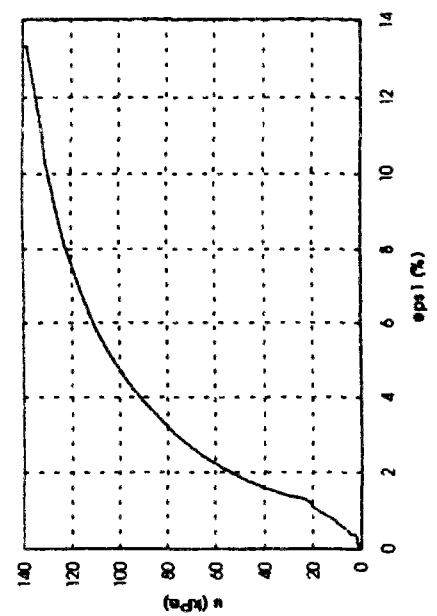
ESSAI TRIAXIAL CONSOLIDE NON DRAINE (CU)

Matériau : Kaolin
 Date : 29/03/94
 Echantillon : Eprouvette reconstruite en laboratoire, consolidée à 150 kPa
 Eprouvette utilisée pour les mesures de perméabilité
 Cisaillement à $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$

Contrainte déviatorique



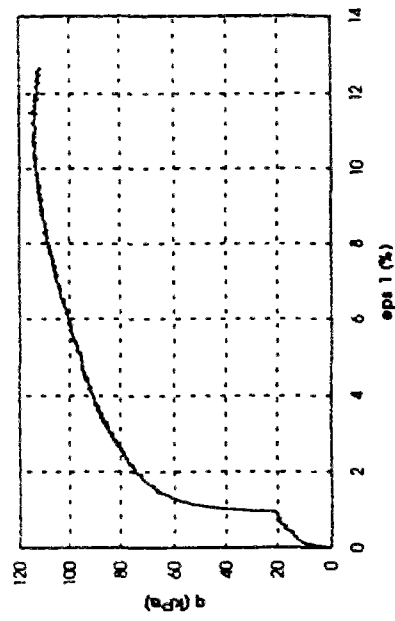
Pression Interstitielle



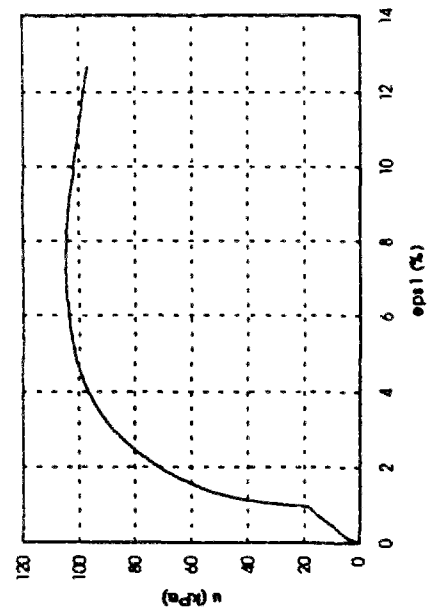
ESSAI TRIAXIAL CONSOLIDE NON DRAINE (CU)

Matériau : Kaolin
 Date : 15/03/94
 Echantillon : Eprouvette prélevée en centrifugaise
 Eprouvette utilisée pour les mesures de perméabilité
 Cisaillement à $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$

Contrainte déviatorique



Pression Interstitielle



B • Sable de Fontainebleau

1 - Essai triaxial drainé du sable de Fontainebleau

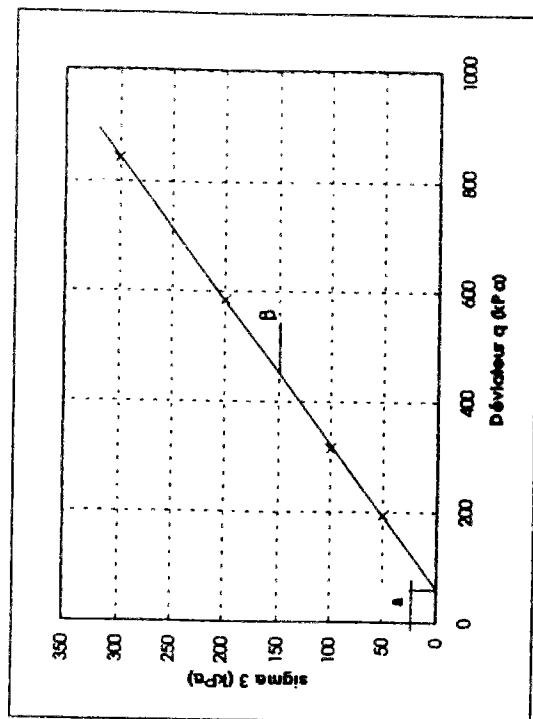
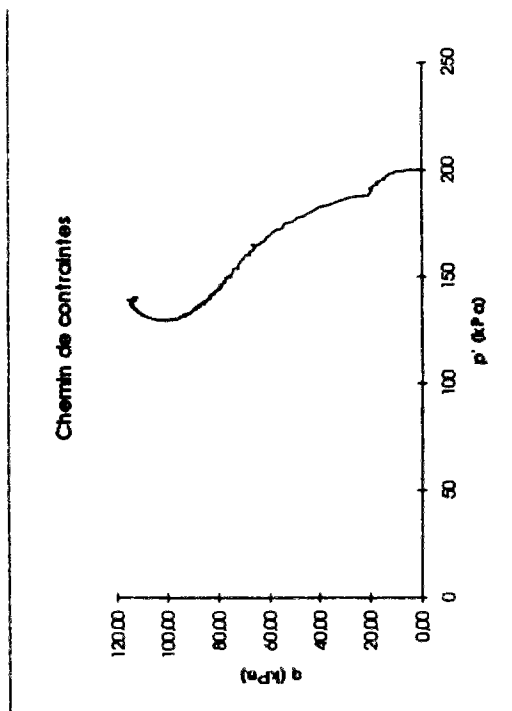


Figure 1 : Détermination des paramètres c' et ϕ' du sable de Fontainebleau.

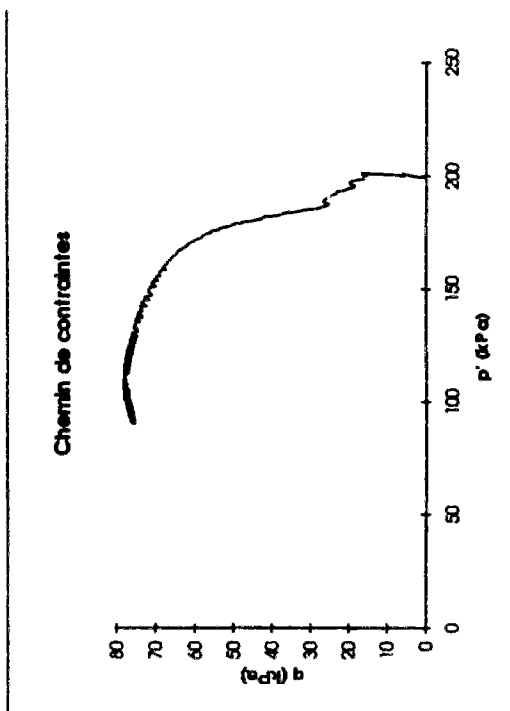
La figure 2 regroupe deux courbes : la courbe de cisaillement représentant la variation du déviateur de contraintes appliqué à chaque éprouvette en fonction de la déformation axiale et la courbe représentant la variation de volume en fonction de la déformation axiale. La valeur du module d'élasticité correspond à la valeur de la pente de la courbe ($\sigma_e - \sigma_r, \epsilon_e$). Le coefficient de Poisson ainsi que l'angle de dilatacion sont déterminés respectivement à partir des valeurs de la première et de la seconde pentes (figure 2) de la courbe (ϵ_e, ϵ_v), au moyen des formules suivantes :

$$v = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_e} \right)$$

$$\frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_e}$$



Chemin de contraintes de l'éprouvette issue du conteneur 5.



Chemin de contraintes de l'éprouvette reconstituée.

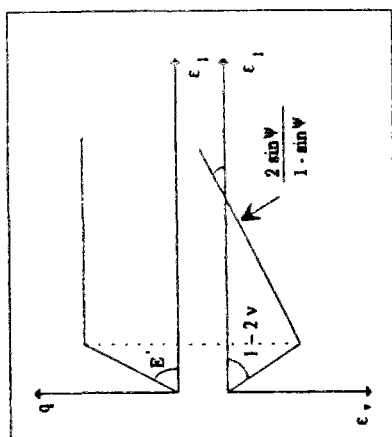


Figure 2 : Représentation d'un essai triaxial de compression par la loi de comportement de Mohr-Coulomb.

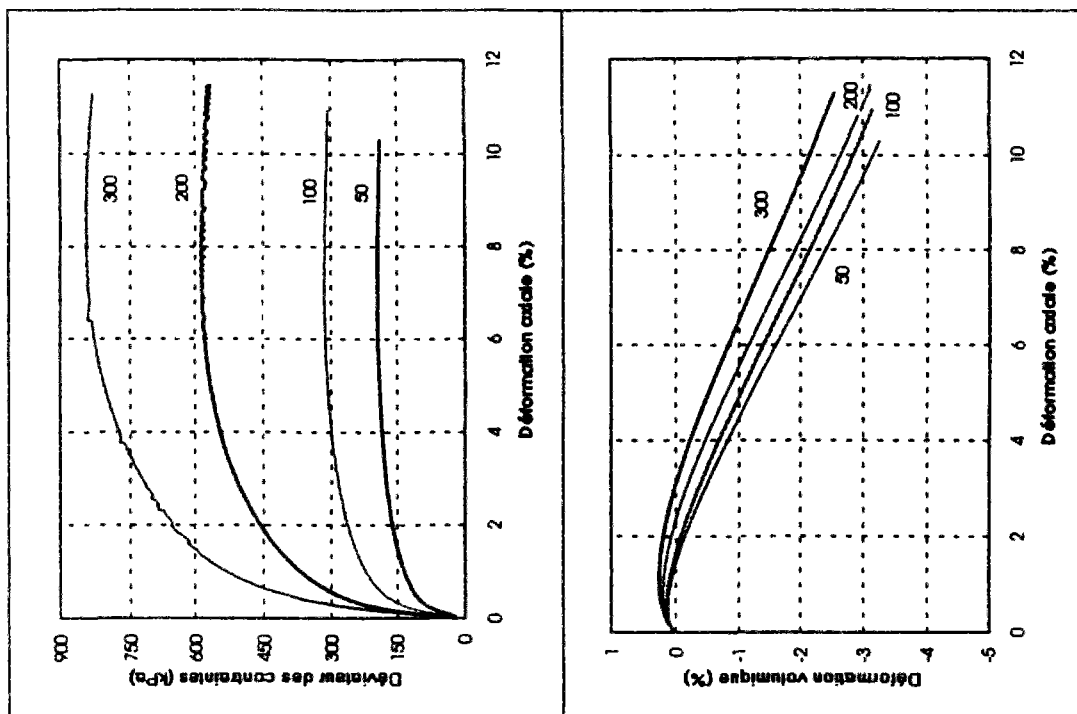


Figure 2 : Résultats des essais de cisaillement drainé du sable de Fontainebleau.

2 - Caractéristiques de perméabilité

Des essais de perméabilité ont été réalisés au LPCN à Nantes sur du sable de Fontainebleau blanc par Stéphane Menand (1995). Ces essais ont été réalisés sur des éprouvettes de densité moyenne $15,81 \text{ kN/m}^3$, avec les caractéristiques granulométriques suivantes :

$$0,08(d(\text{mm}))^{(0,63)}$$

$$C_u = 1,53$$

$$C_c = 1,046$$

$$d_{50} = 0,21 \text{ mm}$$

avec :

C_u coefficient de Hazen ou coefficient d'uniformité ;

C_c coefficient de courbure.

Les conditions et les résultats de ces essais sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 19 : Conditions et résultats des essais (Stéphane Menand, 1995).

Essais	i	v (cm/s)	R_e	C_r	k (cm/s)
6	32,0	0,67	3,1	232,1	0,0211
7	50,6	0,96	4,4	182,1	0,0189
8	66,2	1,23	5,7	144,9	0,0185
9	83,9	1,49	6,8	125,3	0,0177
10	100,7	1,78	8,2	104,6	0,0177
11	122,9	2,09	9,6	92,5	0,0170
12	140,6	2,35	10,8	83,8	0,0167
13	156,1	2,51	11,6	81,5	0,0161
14	32,0	0,61	2,8	283,3	0,0191
15	65,7	1,17	5,4	158,4	0,0178
16	51,5	0,90	4,1	211,8	0,0174
17	32,9	0,59	2,7	314,2	0,0179
18	47,5	0,86	4,0	213,3	0,0180
19	66,2	1,16	5,4	160,7	0,0176
20	85,7	1,44	6,6	136,8	0,0168
21	102,9	1,72	7,9	114,3	0,0167
22	120,2	1,98	9,1	101,1	0,0165
23	137,5	2,24	10,3	90,1	0,0163
24	151,7	2,45	11,3	83,0	0,0162
i - gradient hydraulique ; R_e - nombre de Reynolds ; v - vitesse de décharge ; C_r -					

Annexe III-D ETALONNAGE DES APPAREILS DE MESURE.

L'instrumentation du modèle permet le suivi de l'évolution au cours du temps de la pression interstitielle, des déplacements verticaux, des déplacements horizontaux et de la contrainte totale apportée par les remblais. Le tableau I donne la liste de l'ensemble des appareils de mesure utilisés lors des essais d'élargissement de remblai en centrifugeuse. Les différents appareils de mesure ont fait l'objet d'un étalonnage préalable.

Tableau I : Appareils de mesure utilisés.

Identification des capteurs.		Paramètres mesurés
5+1 sondes (0-700kPa)	Pi 1, 2, 3, 4, 5, 6	Pression interstitielle
7 capteurs de 55 mm de course		Déplacement vertical en surface
4 capteurs de 100 mm de course		
3 capteurs en surface	DH 1, 2, 3	Déplacement horizontal
3 inclinomètres	I 1, 2, 3	
3 capteurs de force	P 1, 2, 3	Charge totale due aux remblais

La sonde numéro 6 est placée au fond du tube piézométrique pour suivre les fluctuations du niveau d'eau dans ce dernier.

A - Etalonnage des inclinomètres

Les inclinomètres sont constitués d'une lame d'acier de 245 mm de long, 20 mm de large et 0,4 mm d'épaisseur. Ces lames d'acier sont équipées de dix niveaux de mesure. Chaque niveau est constitué de deux jauges collées de part et d'autre de la lame et montées électriquement en demi-pont, ce qui double la sensibilité et annule les effets de la température. Le pas entre deux niveaux de mesure est de 20 mm (figure 1). Les jauges utilisées sont des jauges VISHAY (type CEA 06 125 UW 120).

Les lames d'acier sont protégées sur toute leur longueur ; cette protection tient compte de l'immersion de l'inclinomètre dans l'argile de nature corrosive.

L'étalonnage d'un inclinomètre consiste à déterminer les paramètres de conversion des valeurs électriques enregistrées par les jauges en valeurs physiques. Pour cela, on a déterminé à partir des étalonnages les paramètres de conversion pour chaque jauge.

Pour la réalisation de cet étalonnage, on encastre l'inclinomètre à son extrémité supérieure et on applique successivement des charges m_1 , m_2 , m_3 (figure 1). Puis on reporte sur un graphe les moments théoriques en fonction des micro déformations mesurées sous l'effet des différentes charges et cela pour chaque jauge (figure 2). On opère par la suite une régression linéaire sur les valeurs pour déterminer les paramètres de la conversion : la pente a et l'ordonnée b à l'origine. Cet étalonnage a été effectué avant chaque essai d'élargissement de remblai en centrifugeuse. Le calcul de la déformation théorique a été explicité dans le chapitre 2.

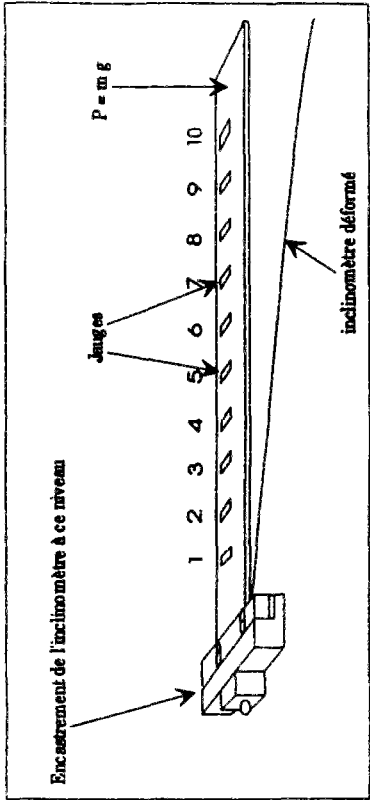


Figure 1 : Schéma de principe d'étalonnage d'un inclinomètre.

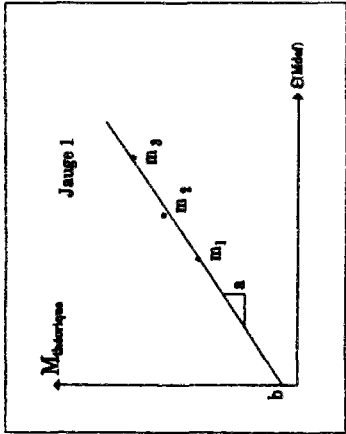


Figure 1 : Courbe d'étalonnage d'une jauge de l'inclinomètre.

Les tableaux 2 et 3 regroupent les coefficients d'étalonnage des inclinomètres 11, 12 et 13 utilisés respectivement pour les essais 2 et 3 et pour les essais 4, 5, 6 et 7

Tableau 2 : Coefficients pour chaque jauge (N.mm.10⁻²)

	Essai 2 (N.mm.10 ⁻²)		Essai 3 (N.mm.10 ⁻²)	
	11	12	11	12
Jauge 1	-7,75	7,87	8,73	
Jauge 2	-6,42	6,29	6,63	
Jauge 3	-5,99	5,70	6,08	
Jauge 4	-5,78	5,89	6,01	
Jauge 5	-5,84	5,59	5,96	
Jauge 6	-5,35	5,55	5,48	
Jauge 7	-5,15	5,29	5,21	
Jauge 8	-5,07	5,02	5,28	
Jauge 9	-4,78	4,84	4,98	
Jauge 10	-4,53	4,53	4,53	

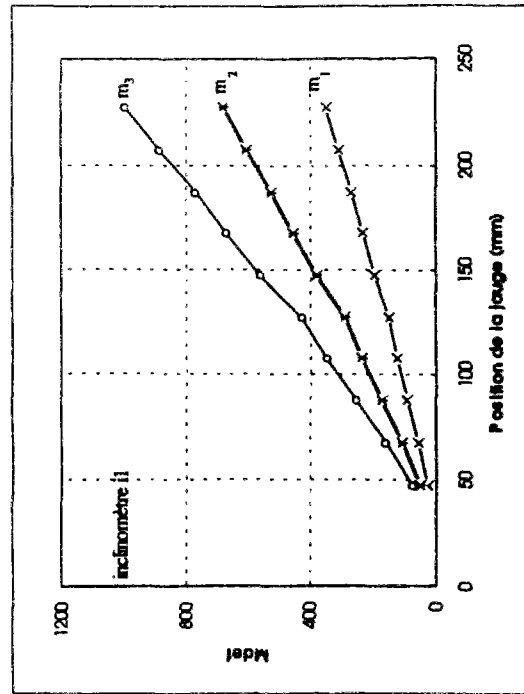
Tableau 3 : Coefficients d'étalonnage pour chaque jauge (N.mm.10⁻³).

	Essai 4, 5 et 6 (N.mm.10 ⁻³)			Essai 7 (N.mm.10 ⁻³)		
	11	12	13	11	12	13
Jauge 1	-6,26	6,45	11,22	5,89	6,16	14,7
Jauge 2	-6,48	6,39	6,67	6,06	6,18	10,5
Jauge 3	-6,23	6,31	6,61	5,97	6,13	8,71
Jauge 4	-6,09	6,23	9,22	5,92	6,03	8,22
Jauge 5	-5,87	6,06	6,32	5,63	5,84	
Jauge 6	-5,81	5,93	6,07	5,58	5,66	8,45
Jauge 7	-5,49	5,83	9,02	5,36	5,55	9,2
Jauge 8	-5,35	5,51	10,15	5,19	5,24	8,92
Jauge 9	-5,24	5,46	58,15	5,11	5,21	5,88
Jauge 10	-5,11	5,25	7,16	4,84	5,01	

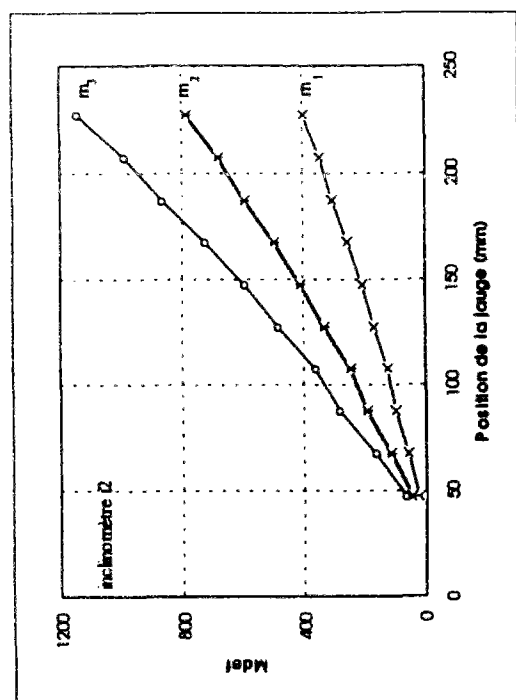
Les courbes suivantes représentent les micro déformations enregistrées lors de l'étalonnage en fonction de la position de la jauge le long de l'inclinomètre. Le tableau 4 regroupe les valeurs des charges m_1 , m_2 , m_3 utilisées lors de l'étalonnage des inclinomètres.

Tableau 3 : Valeurs des masses en grammes.

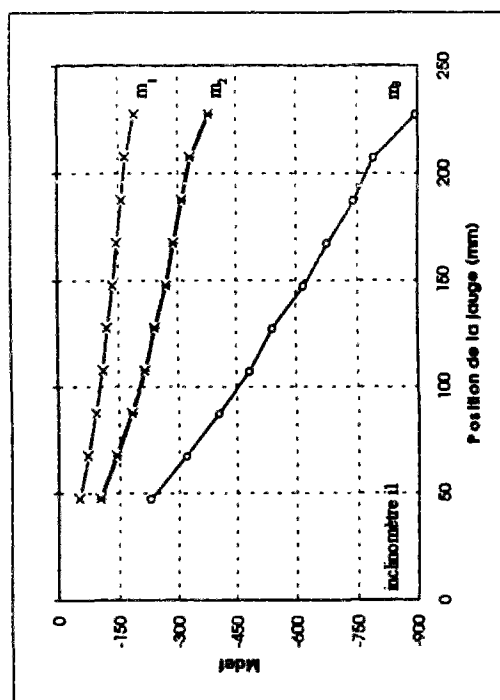
Essais	masse m_1	masse m_2	masse m_3
2, 3	10,4	21,1	31,4
4, 5, 6	10,2	20,1	50,1
7	10	20	50,1



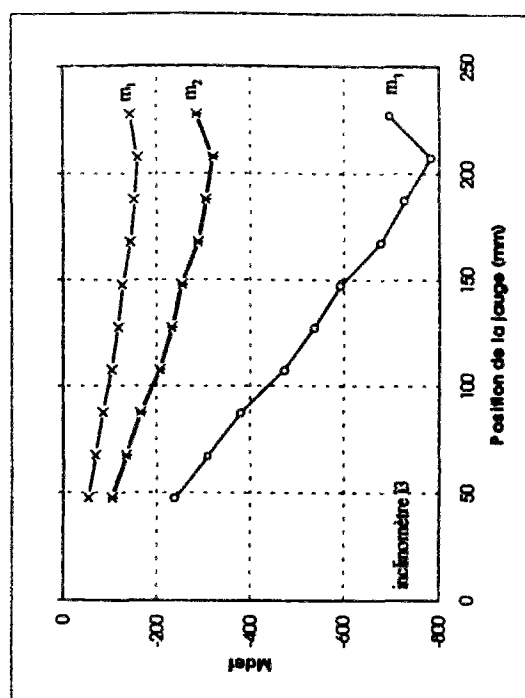
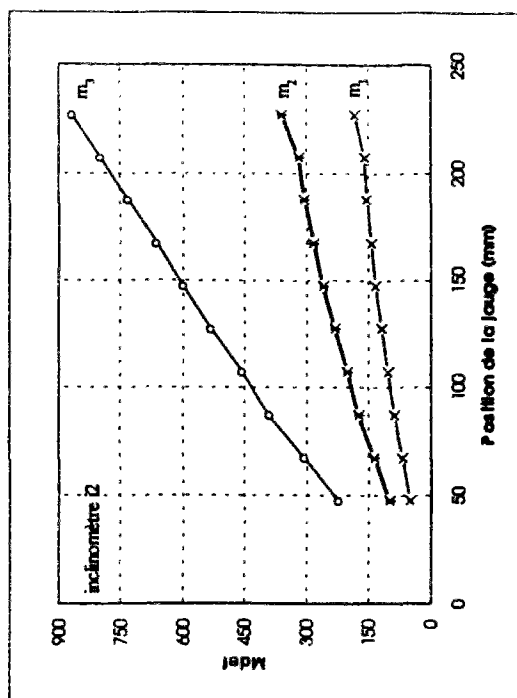
Courbes d'étalonnage de l'inclinomètre 11 pour l'essai 2.



Courbes d'étalonnage de l'inclinomètre I2 pour l'essai 2.



Courbes d'étalonnage de l'inclinomètre I1 pour les essais 4, 5 et 6.

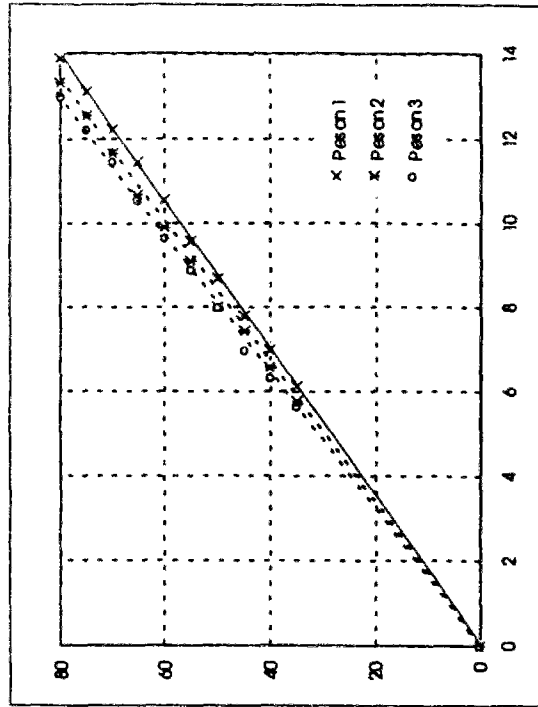


Courbes d'étalonnage des inclinomètres I2 et I3 pour les essais 4, 5 et 6.

B - Etalonnage des pesons

Le poids du sable de chacun des remblais est déduit des mesures du poids de la trémie en fonction du temps par l'intermédiaire de trois pesons qui constituent les trois points d'appui de la trémie.

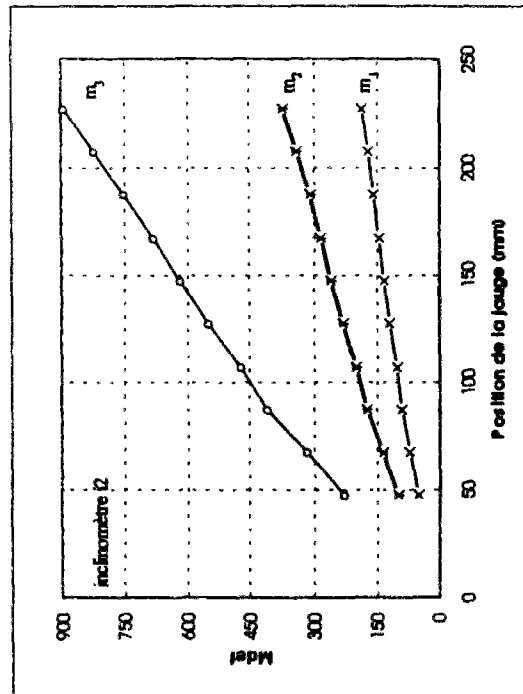
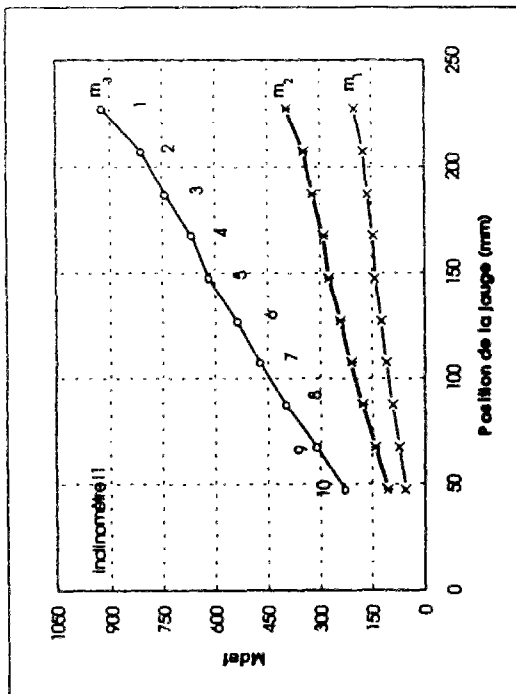
L'étalonnage de chacun des pesons consiste à convertir une tension (v) en un poids en kN ($P = a.v$). Pour cela, on reporte sur un graphique les efforts en kilo newtons et les tensions correspondantes. Puis on opère une régression linéaire sur les valeurs pour déterminer la pente a . La figure ci-dessus montre la courbe d'étalonnage des trois pesons.



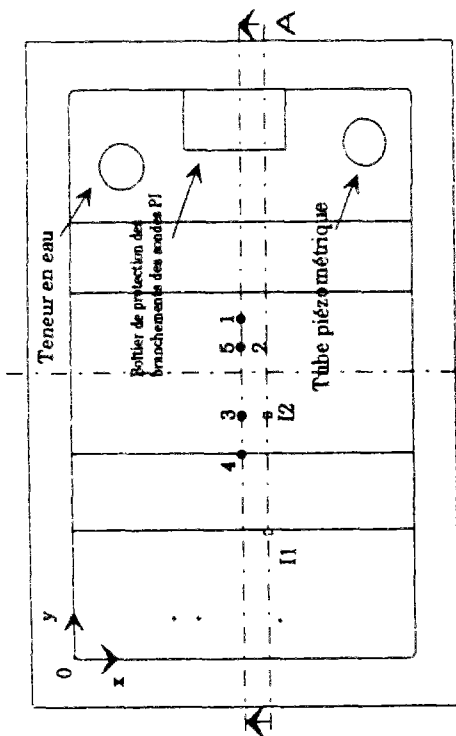
Courbes d'étalonnage des trois pesons.

Les coefficients d'étalonnage des trois pesons sont :

Peson 1	2,952 daN
Peson 2	3,106 daN
Peson 3	3,179 daN

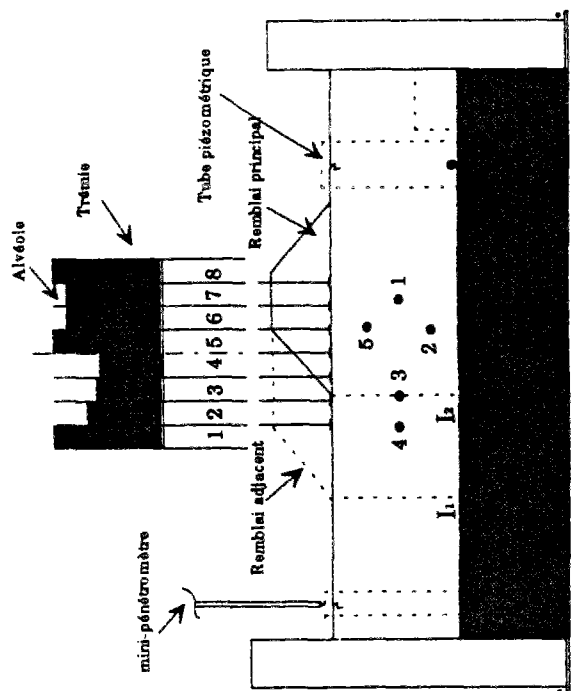


Courbes d'étalonnage des incinomètres 11 et 12 pour l'essai 7.



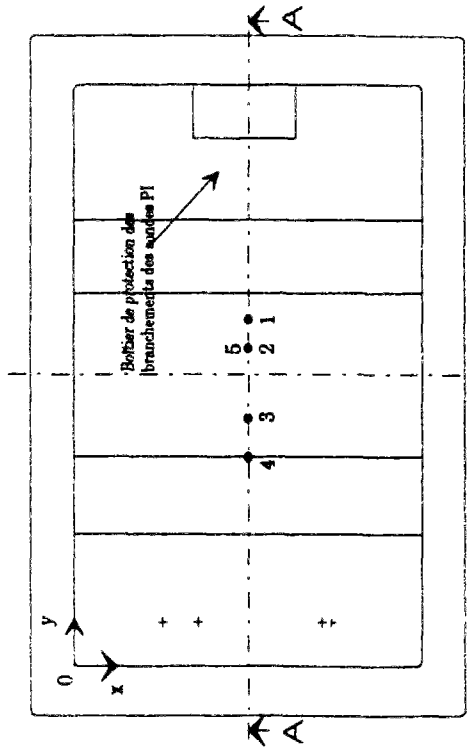
- : sondes de pression interstitielle
- o : Inclinomètre
- + : Position de l'essai piézométrétrique

Vue en plan du modèle instrumenté



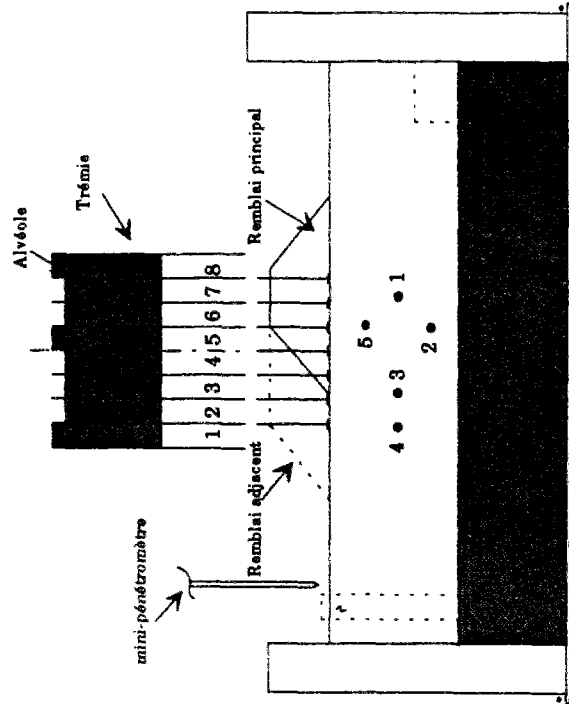
- : sonde de pression interstitielle
- o : capteur de déplacement vertical
- I : Inclinomètre
- : réseau de drainage

Coupe longitudinale du modèle instrumenté, coupe A-A (conteneur n° 2).



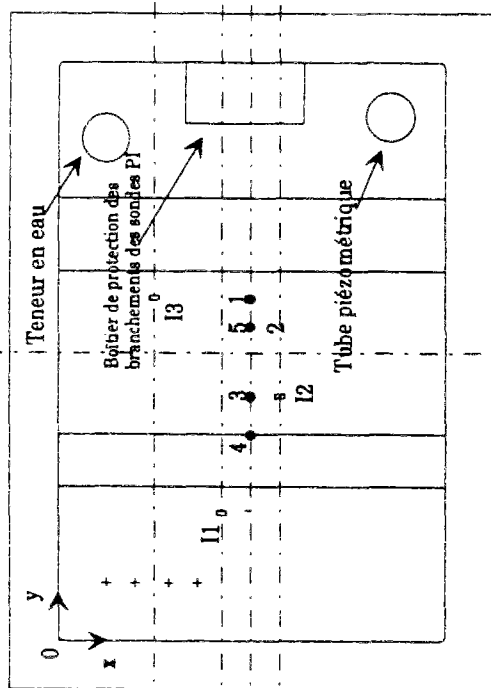
- : sondes de pression interstitielle
- + : sondes de pression interstitielle

Vue en plan du modèle instrumenté



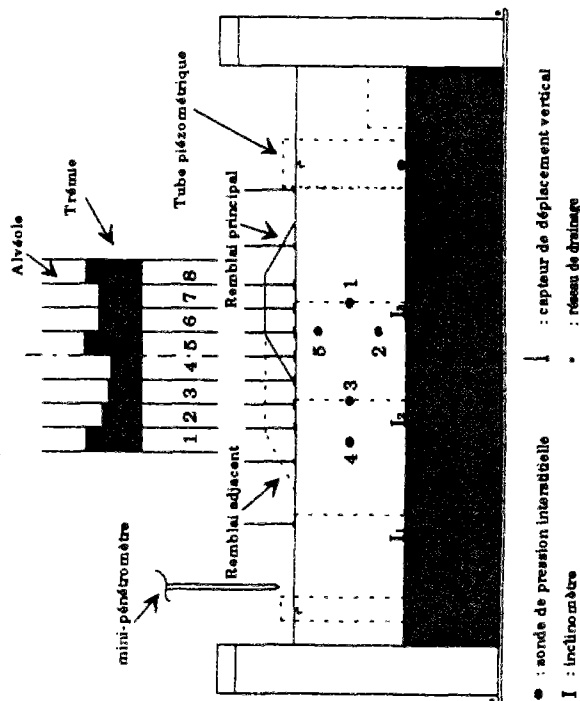
- : sonde de pression interstitielle
- o : capteur de déplacement vertical
- : réseau de drainage

Coupe longitudinale du modèle instrumenté, coupe A-A (conteneur n° 1).

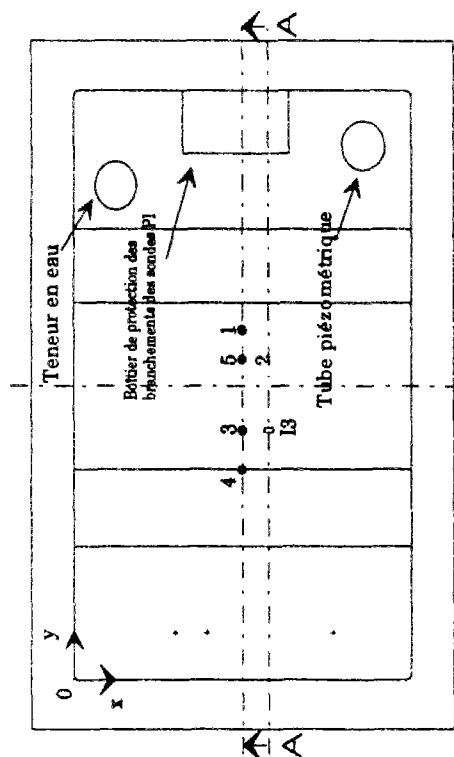


- : sondes de pression interstitielles. □ Inclinomètre
- + Position de l'essai pénétrométrique

Vue en plan du modèle instrumenté

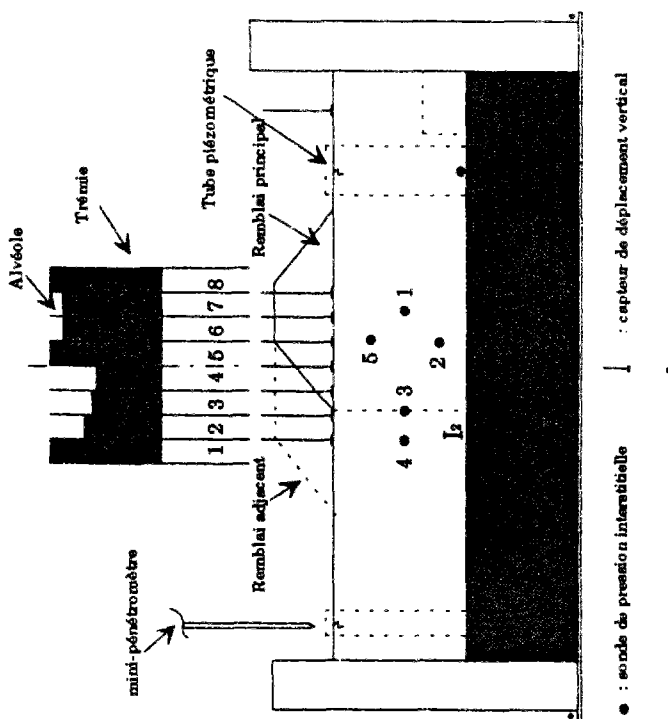


Coupe longitudinale du modèle instrumenté, coupe A-A (conteneur n° 4).

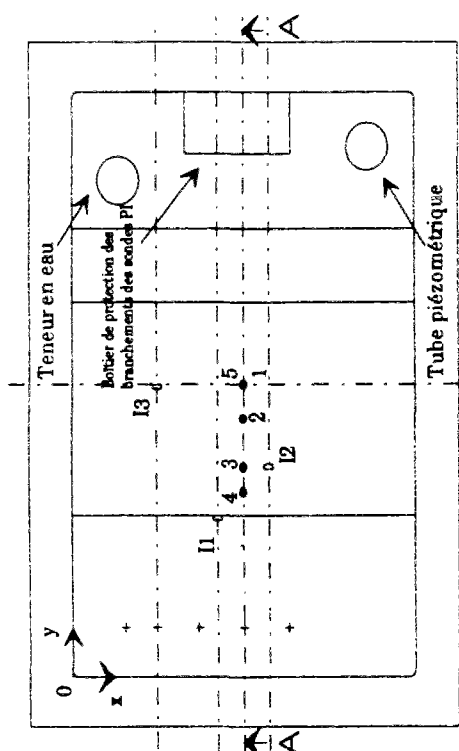


- : sondes de pression interstitielle. □ Inclinomètre
- + Position de l'essai pénétrométrique

Vue en plan du modèle instrumenté

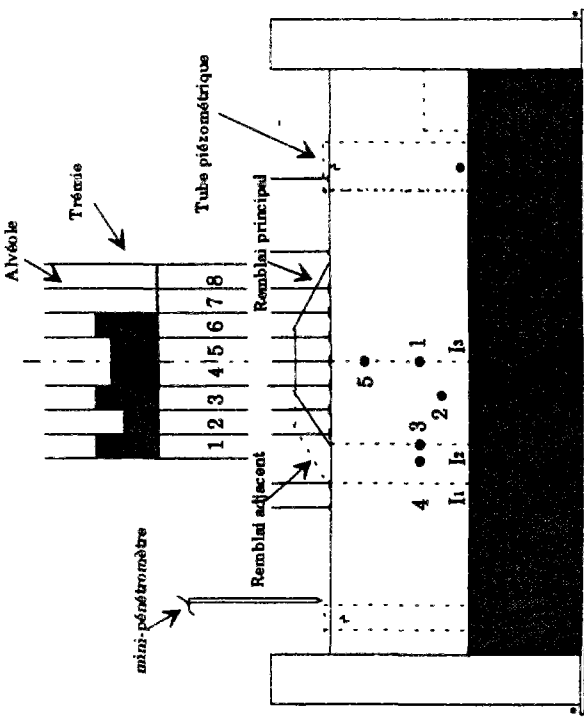


Coupe longitudinale du modèle instrumenté, coupe A-A (conteneur n° 3).



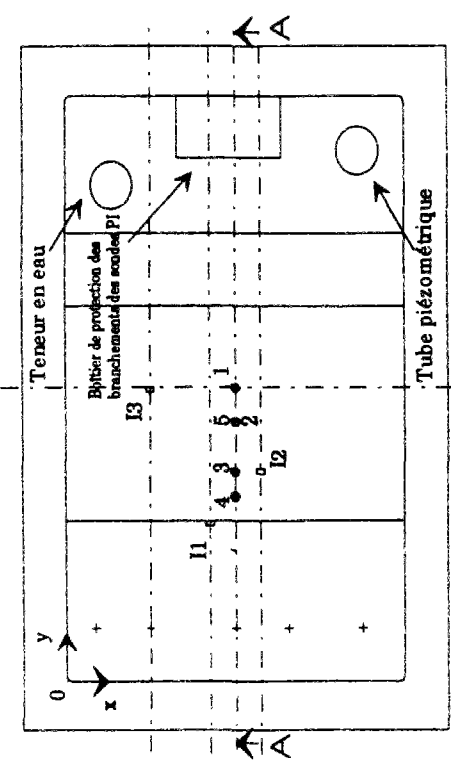
- : sondes de pression interstitielle
- : Inclinomètre
- + : Position de l'essai pénétrométrique

Vue en plan du modèle instrumenté



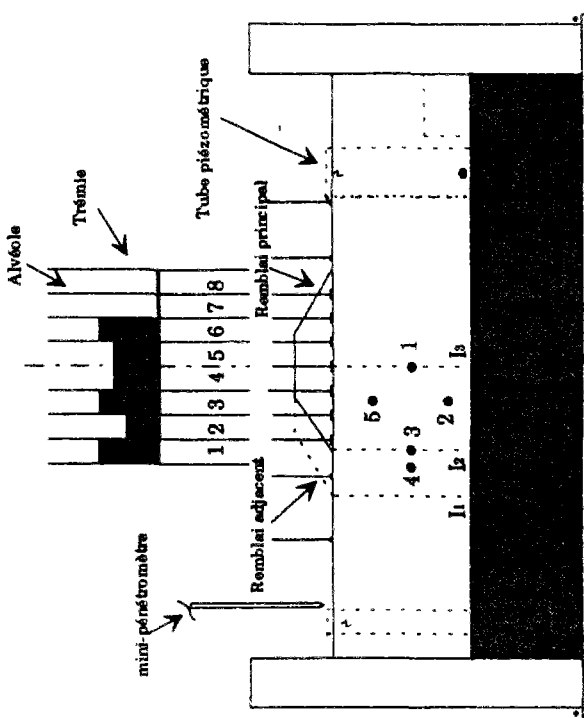
- : sonde de pression interstitielle
- : capteur de déplacement vertical
- I : inclinomètre
- : réseau de drainage

Coupe longitudinale du modèle instrumenté, coupe A-A (conteneur n° 7).



- : sondes de pression interstitielle
- : Inclinomètre
- + : Position de l'essai pénétrométrique

Vue en plan du modèle instrumenté



- : sonde de pression interstitielle
- : capteur de déplacement vertical
- I : inclinomètre
- : réseau de drainage

Coupe longitudinale du modèle instrumenté, coupe A-A (conteneur n° 6).

Position des sondes P. L. (conteneur n° 2).

N° de la sonde P.L.	x (mm)	y (mm)	z (mm)	position
1	400	713	72	Axe du remblai principal
2	400	654	112	Crête du remblai principal
3	400	509	72	Pied du remblai principal
4	400	426	72	Crête du remblai adjacent
5	400	654	32	Crête du remblai principal

Position des sondes P. L. (conteneur n° 3).

N° de la sonde P.L.	x (mm)	y (mm)	z (mm)	position
1	400	713	85	Axe du remblai principal
2	400	654	125	Crête du remblai principal
3	400	509	85	Pied du remblai principal
4	400	426	85	Crête du remblai adjacent
5	400	654	45	Crête du remblai principal

Position des sondes P. L. (conteneur n° 4).

N° de la sonde P.L.	x (mm)	y (mm)	z (mm)	position
1	400	713	72	Axe du remblai principal
2	400	654	110	Crête du remblai principal
3	400	509	72	Pied du remblai principal
4	400	426	72	Crête du remblai adjacent
5	400	654	30	Crête du remblai principal

Position des sondes P. L. (conteneur n° 6).

N° de la sonde P.L.	x (mm)	y (mm)	z (mm)	position
1	400	600	83	Axe du remblai principal
2	400	530	120	Crête du remblai principal
3	400	430	83	Pied du remblai principal
4	400	380	83	Crête du remblai adjacent
5	400	530	39	Crête du remblai principal

Position des sondes P. L. (conteneur n° 7).

N° de la sonde P.L.	x (mm)	y (mm)	z (mm)	position
1	400	600	105	Axe du remblai principal
2	400	530	130	Crête du remblai principal
3	400	430	105	Pied du remblai principal
4	400	380	105	Crête du remblai adjacent
5	400	600	42	Axe du remblai principal

Position des capteurs de déplacement vertical (conteneur n° 2).

N° du capteur	y (mm)	x (mm)
DV3 : DV43	455	400,525
DV4 : DV24	505	400,275
DV5 : DV25	555	400,275
DV6 : DV46	605	400,525
DV7 : DV47	655	400,525
DV8 : DV28	705	400,275
DV9 : DV49	757,5	400,275

Position des capteurs de déplacement vertical (conteneur n° 3).

N° du capteur	y (mm)	x (mm)
DV3 : DV43	455	400,525
DV4 : DV24	505	400,275
DV5 : DV25	555	400,275
DV6 : DV46	605	400,525
DV7 : DV47	655	400,525
DV8 : DV28	705	400,275
DV9 : DV49	757,5	400,275

Position des capteurs de déplacement vertical (conteneur n° 4).

N° du capteur	y (mm)	x (mm)
DV1	252	400
DV2	380	400
DV3 : DV43	455	400,525
DV4 : DV24	505	400,275
DV5 : DV25	555	400,275
DV6 : DV46	605	400,525
DV7 : DV47	655	400,525
DV8 : DV28	705	400,275
DV9 : DV49	757,5	400,275
DV10	830	400
DV11	945	400

Position des inclinomètres (conteneur n° 2).

N° de l'inclinomètre	x (mm)	y (mm)	Observations
1 1	460	266	Pied du remblai adjacent
1 2	460	509	Pied du remblai principal

Position des inclinomètres (conteneur n° 3).

N° de l'inclinomètre	x (mm)	y (mm)	Observations
1 3	460	509	Pied du remblai principal

Position des inclinomètres (conteneur n° 4).

N° de l'inclinomètre	x (mm)	y (mm)	Observations
1 1	340	266	Pied du remblai adjacent
1 2	460	509	Pied du remblai principal
1 3	200	713	Axe du remblai principal

Position des inclinomètres (conteneur n° 6).

N° de l'inclinomètre	x (mm)	y (mm)	Observations
1 1	340	330	Pied du remblai adjacent
1 2	460	430	Pied du remblai principal
1 3	200	600	Axe du remblai principal

Position des inclinomètres (conteneur n° 7).

N° de l'inclinomètre	x (mm)	y (mm)	Observations
1 1	340	330	Pied du remblai adjacent
1 2	460	430	Pied du remblai principal
1 3	200	600	Axe du remblai principal

Position des capteurs de déplacement vertical (conteneur n° 6).

N° du capteur	y (mm)	x (mm)
DV1	300	400
DV2	380	400
DV3 ; DV43	455	400,525
DV4 ; DV24	505	400,275
DV5 ; DV25	555	400,275
DV6 ; DV46	605	400,525
DV7 ; DV47	655	400,525
DV8 ; DV28	705	400,275
DV9 ; DV49	757,5	400,275
DV10	825	400
DV11	950	400

Position des capteurs de déplacement vertical (conteneur n° 7).

N° du capteur	y (mm)	x (mm)
DV1	300	400
DV2	350	400
DV3 ; DV43	455	400,525
DV4 ; DV24	505	400,275
DV5 ; DV25	555	400,275
DV6 ; DV46	605	400,525
DV7 ; DV47	655	400,525
DV8 ; DV28	705	400,275
DV9 ; DV49	757,5	400,275
DV10	825	400
DV11	975	400

Annexe III-F

ESSAIS 2 ET 3 : RUPTURE DU SOL DE FONDATION

• Rupture du sol de fondation

Au cours des essais 2 et 3, il s'est produit une rupture dans le sol de fondation. La rupture au niveau de l'essai 2 est due au déplacement du sol vers l'emplacement de la boîte protégeant les branchements des sondes de pression interstitielle, qui est relié à la remontée du polystyrène en surface, comme on le voit sur le profil en travers de la figure ci-dessous. Ce bloc de polystyrène est substitué au volume d'argile enlevé pour dégager la boîte contenant les prises de sondes de pression interstitielle à la fin de la consolidation à 1 g.

Par contre, la rupture au niveau de l'essai 3 s'est produite après la construction du remblai principal, comme le montre la figure ci-dessous. La cohésion du sol était insuffisante, malgré les importantes contraintes de consolidation appliquées au cours de la consolidation à 1 g. Il s'est avéré que les contraintes appliquées n'étaient pas transmises en totalité au massif argileux en raison des importants frottements dans le bâti de consolidation et du frottement des pierres poreuses sur les parois du conteneur.

Les inclinomètres 11 et 12, placés respectivement en pied du remblai adjacent et en pied du remblai principal, montrent bien cette rupture.

Les figures ci-dessous montrent respectivement le profil en travers des deux remblais à la fin de l'essai en centrifugeuse pour les essais 2 et 3.

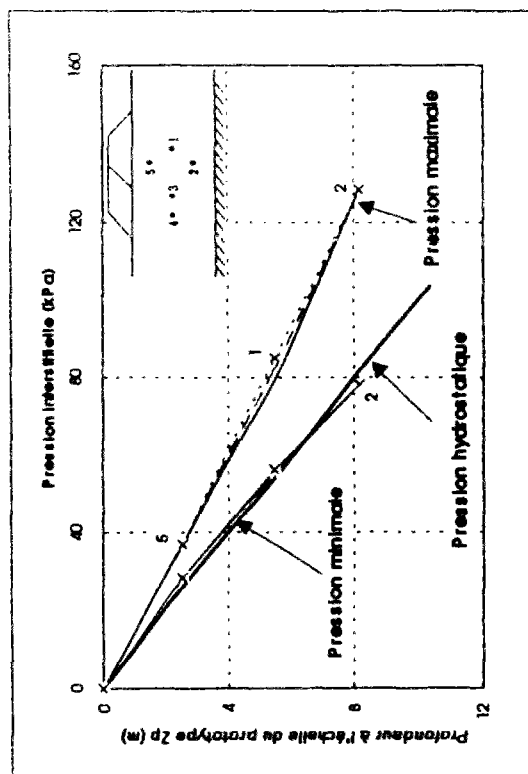
On ne s'est pas intéressé à l'effet de l'élargissement étant donné qu'il s'est produit des ruptures dans le sol de fondation à la suite de la construction du remblai principal.



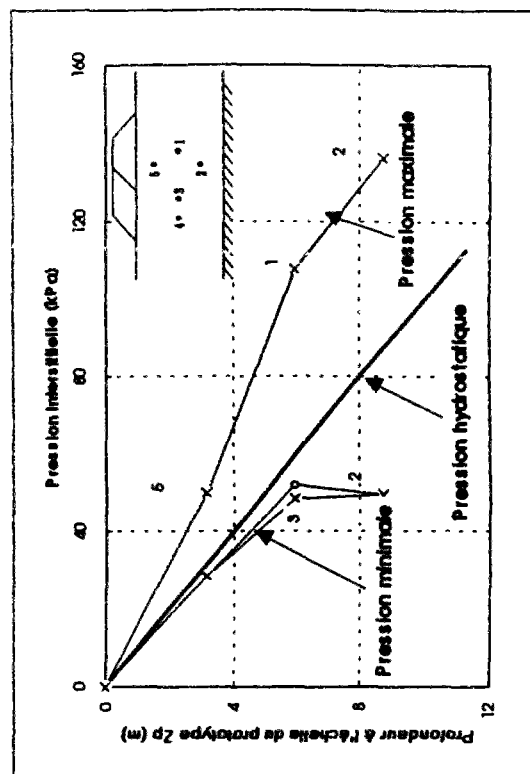
Profil en travers à la fin de l'essai : vue de la rupture (essai 2).



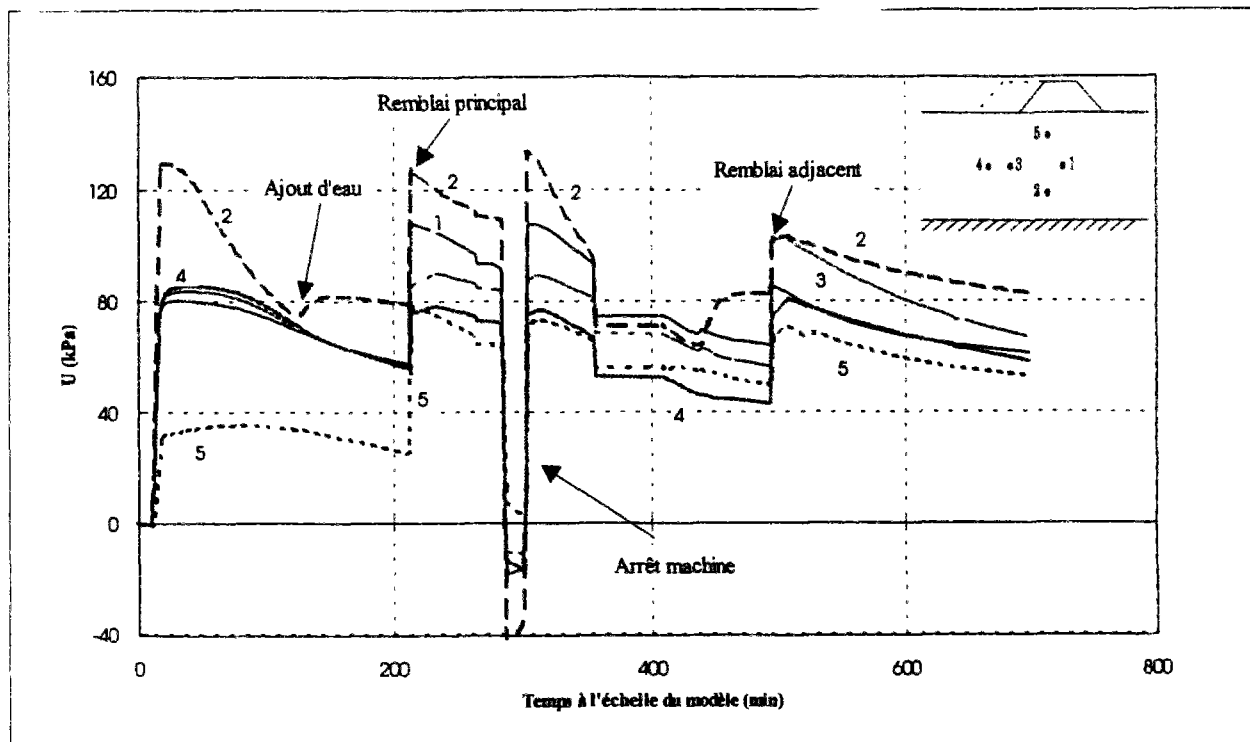
Profil en travers à la fin de l'essai : vue de la rupture (essai 3).



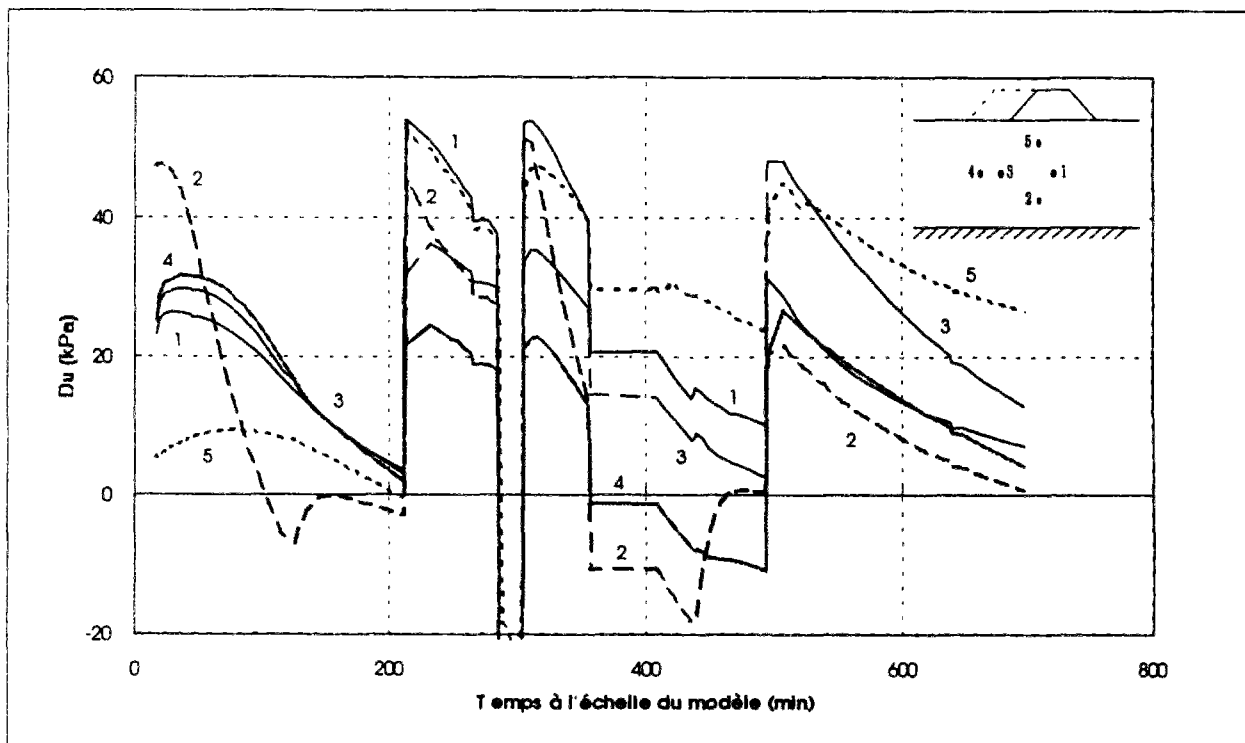
Evolution des pressions interstitielles (essai n°2), (consolidation sous poids propre)



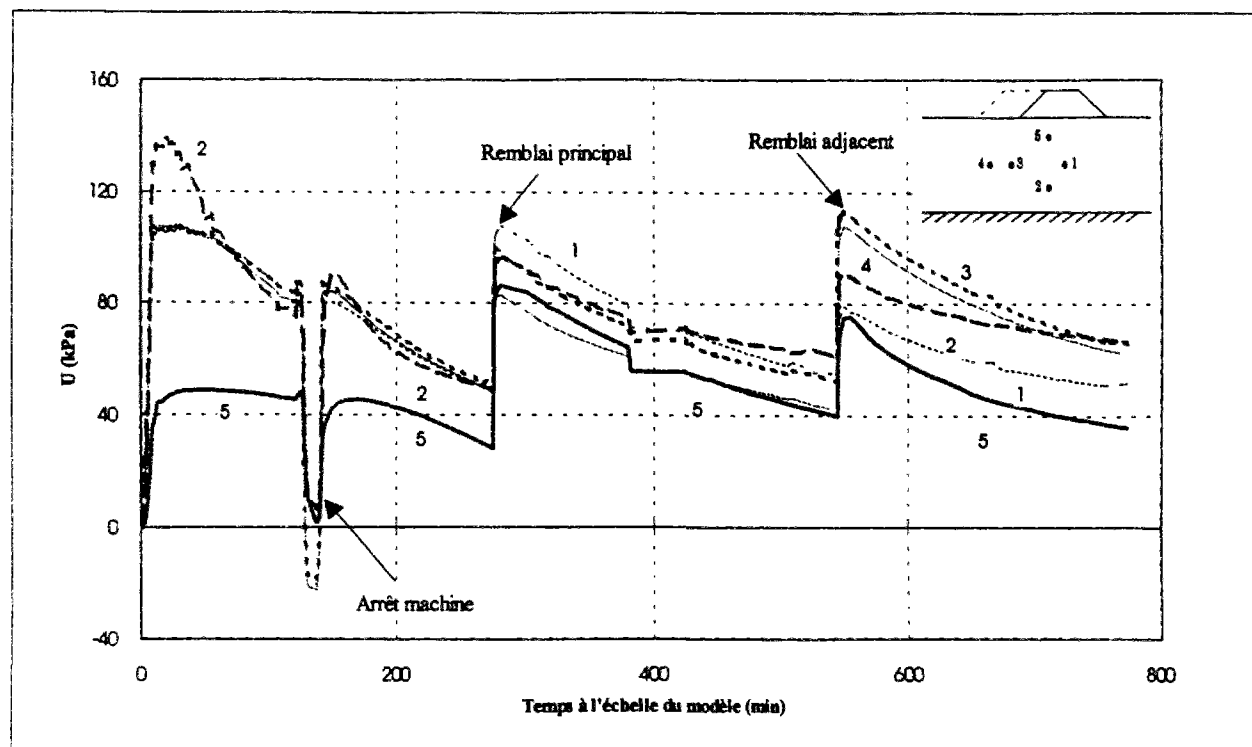
Evolution des pressions interstitielles (essai n°3), (consolidation sous poids propre)



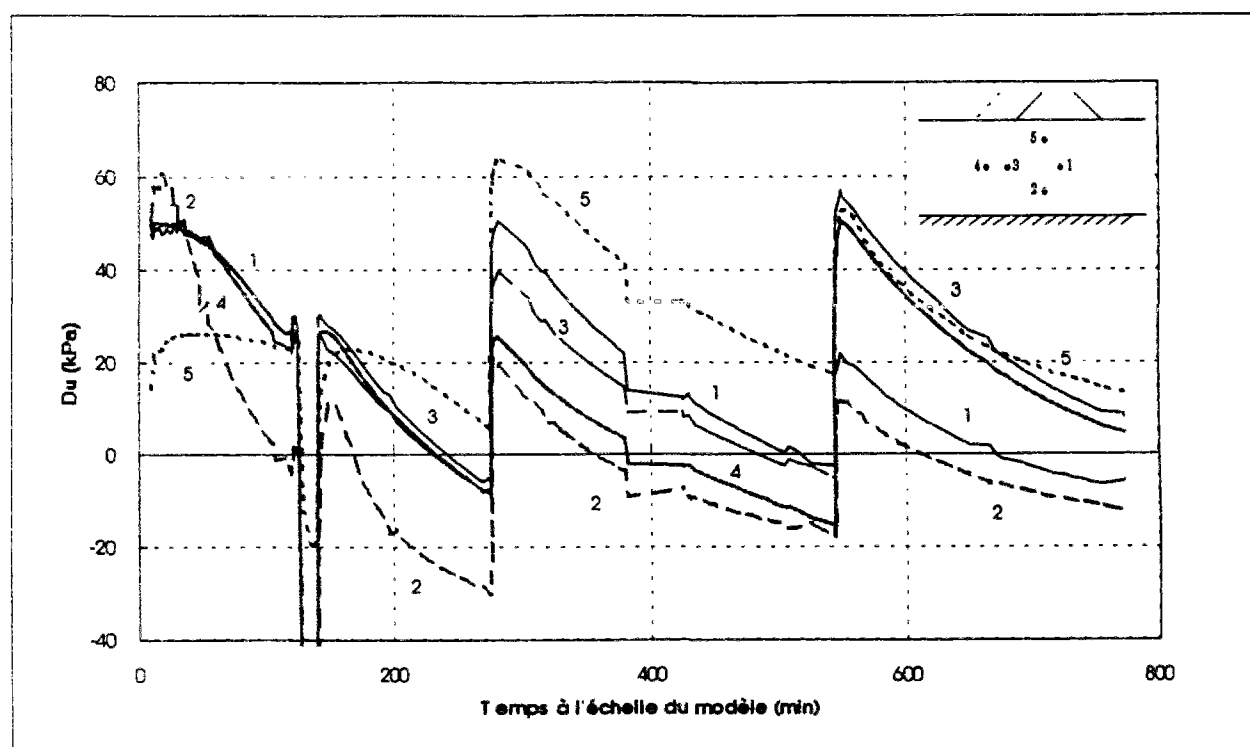
Evolution des pressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 2)



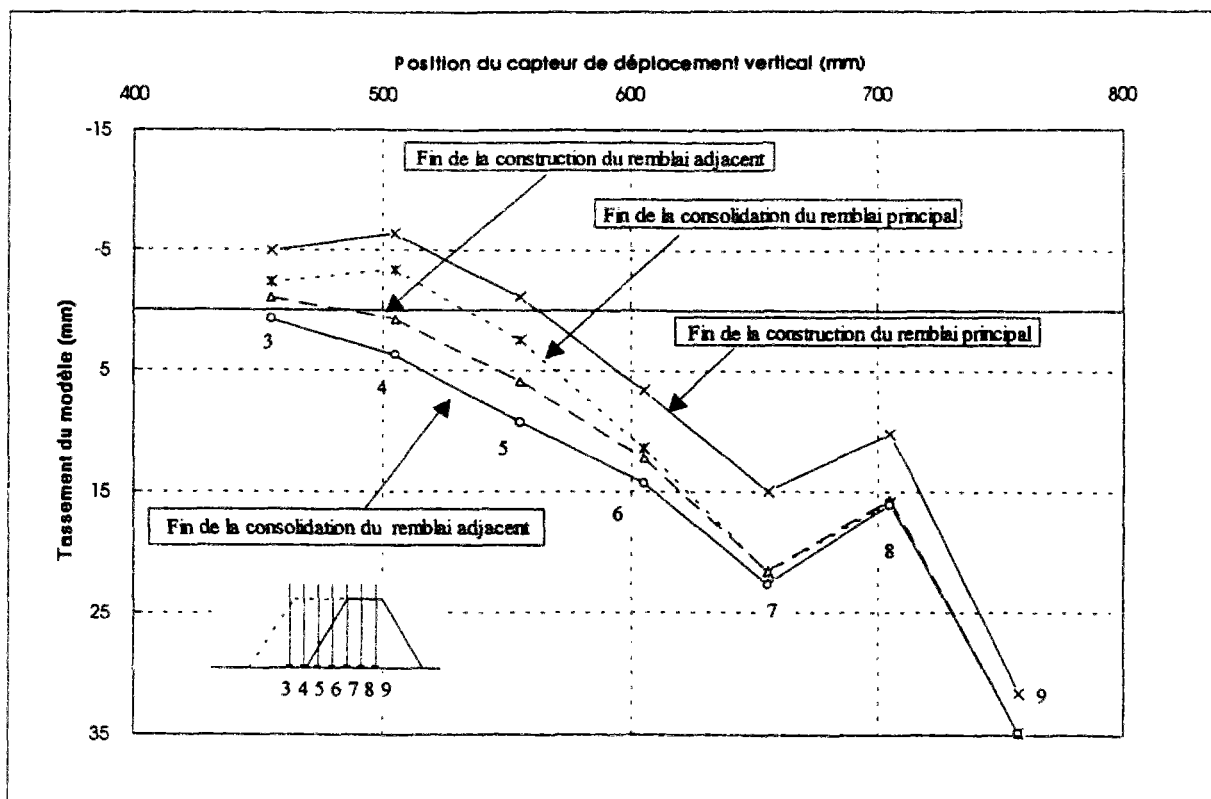
Dissipation des surpressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 2)



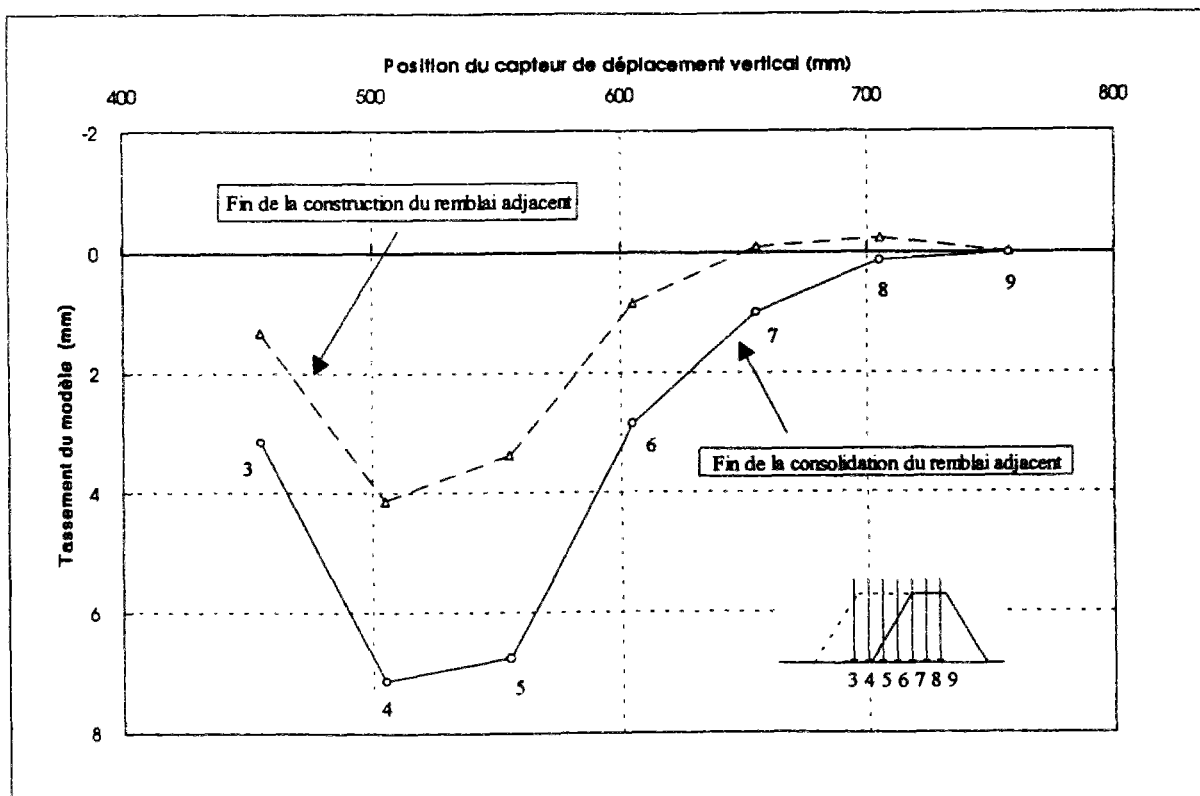
Evolution des pressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 3)



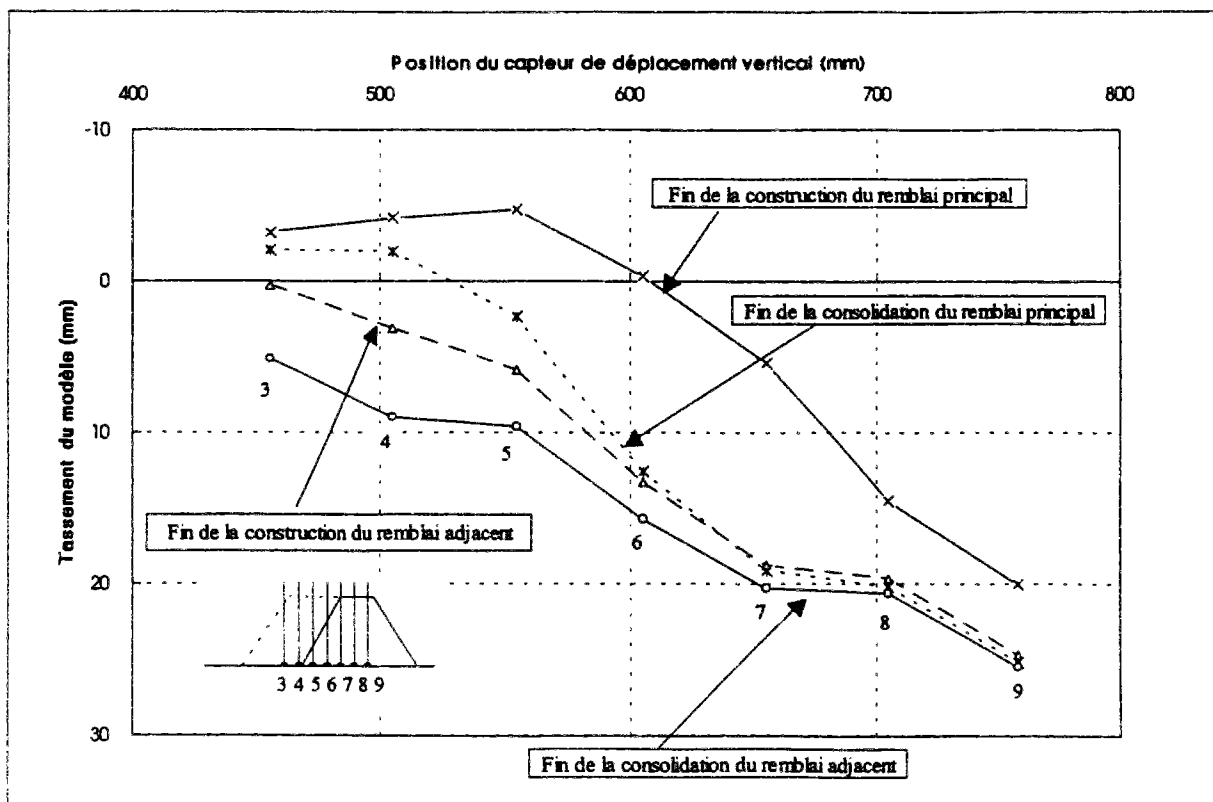
Dissipation des surpressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 3)



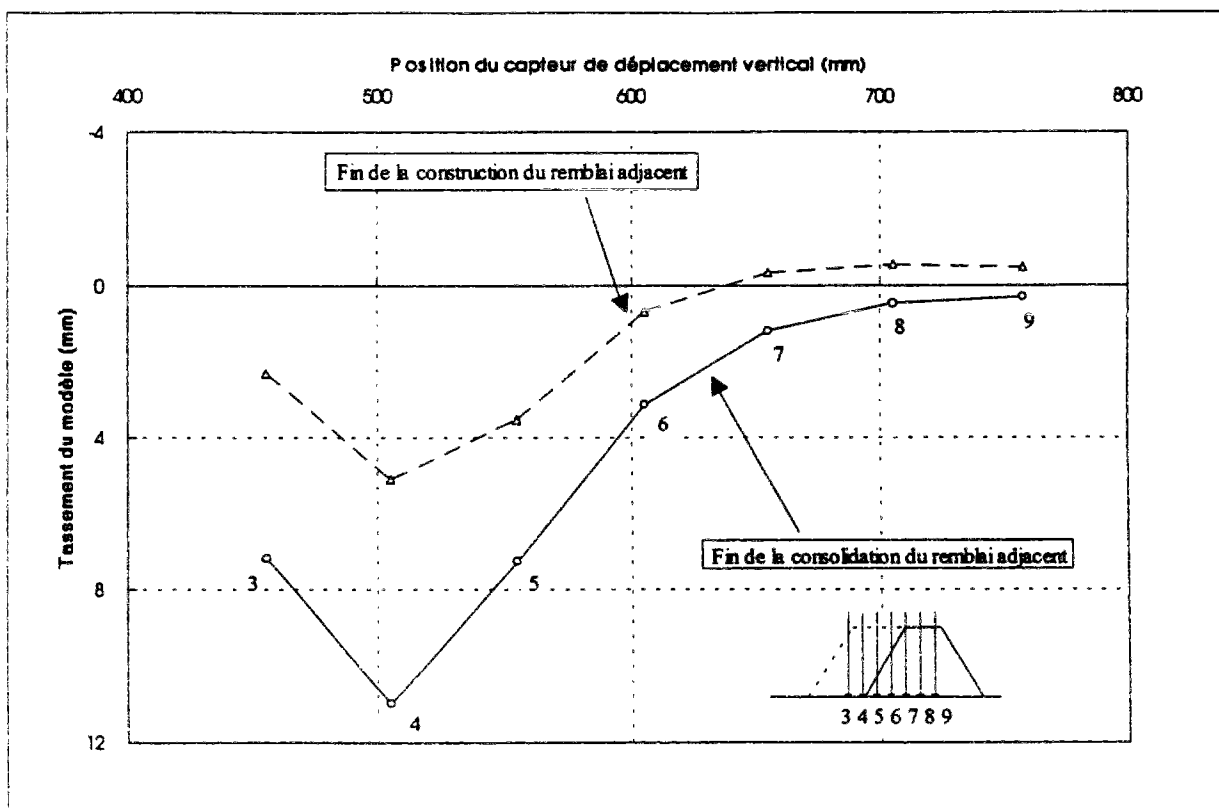
Profil de tassement moyen en fonction du temps (essai n° 2).



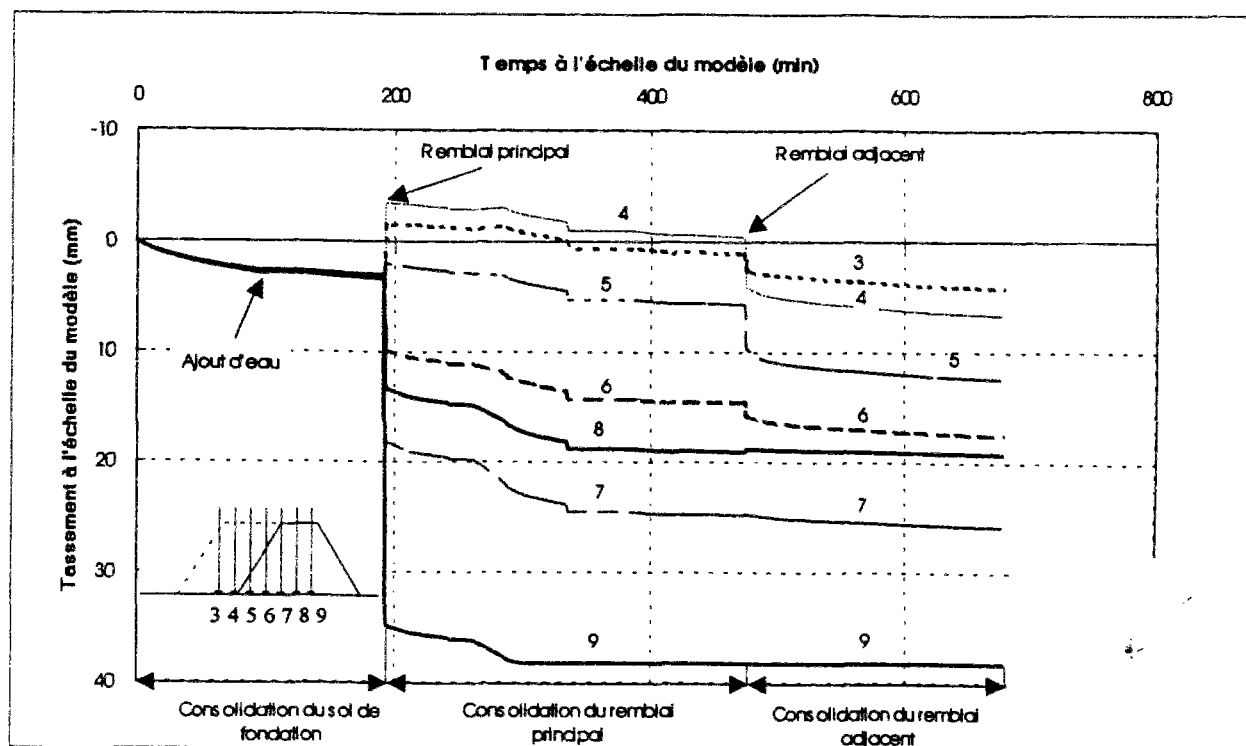
Profil de tassement moyen en fonction du temps dû au remblai adjacent (essai n° 2).



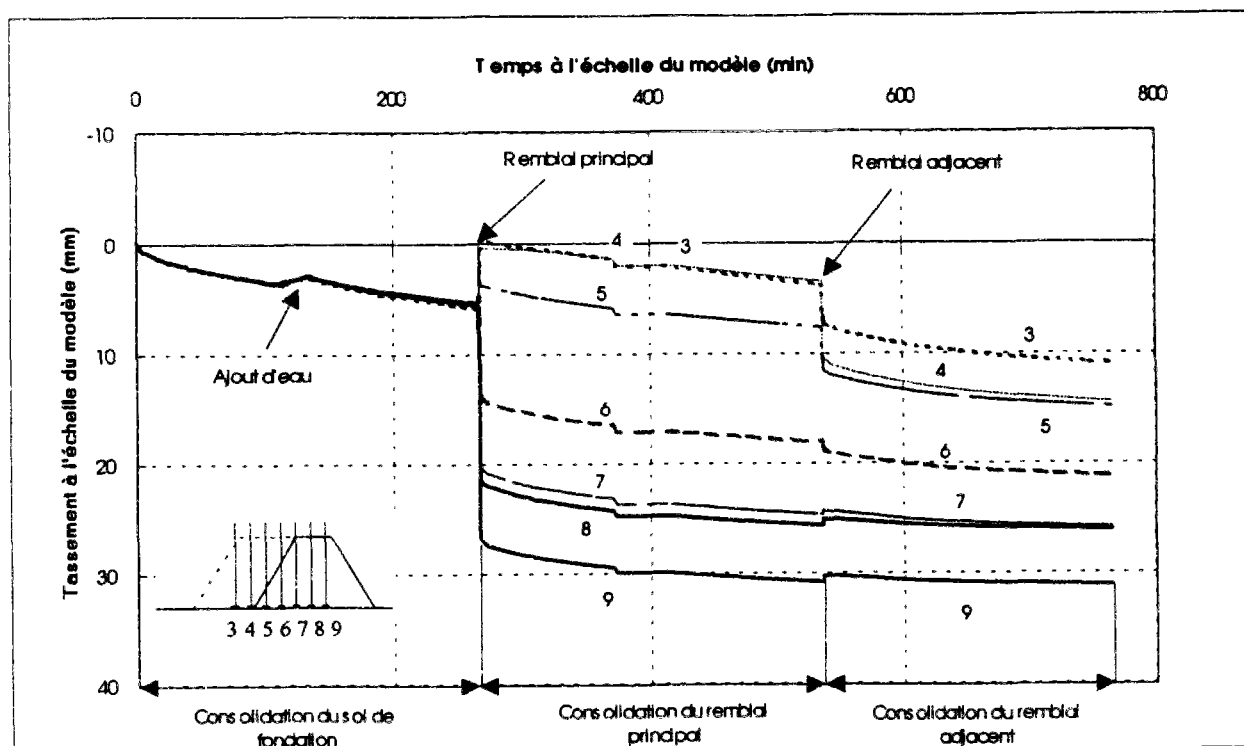
Profil de tassement moyen en fonction du temps (essai n° 3).



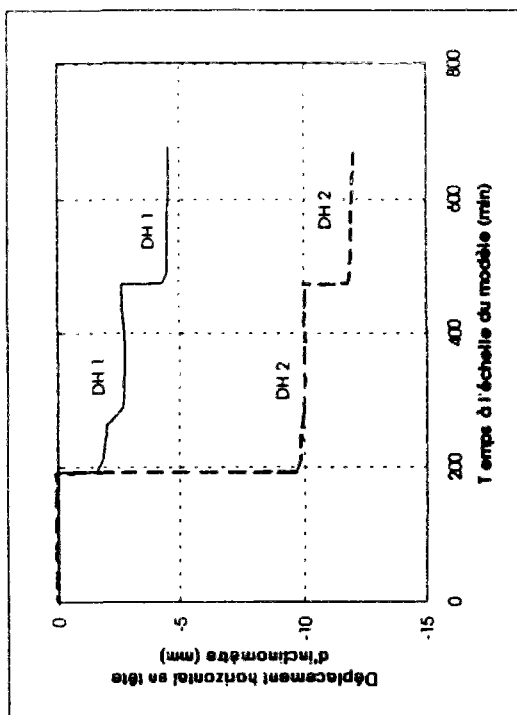
Profil de tassement moyen en fonction du temps dû au remblai adjacent (essai n° 3).



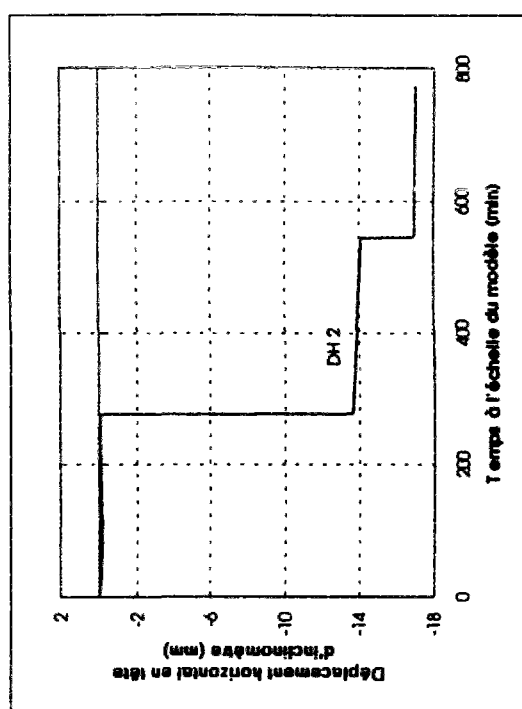
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (essai 2).



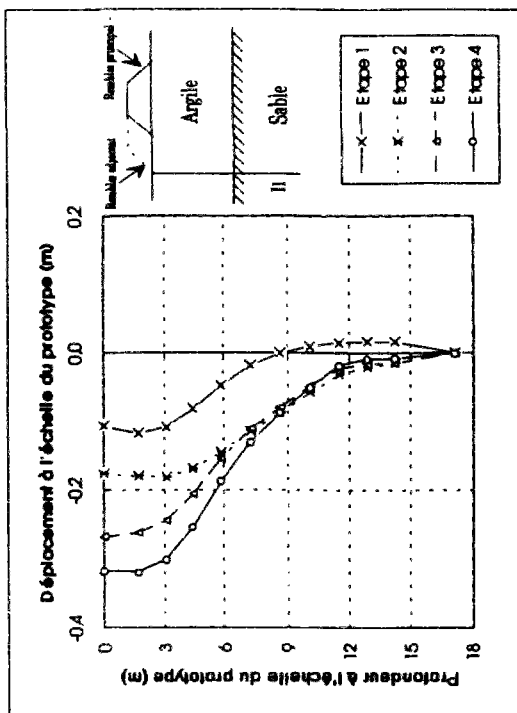
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (essai 3).



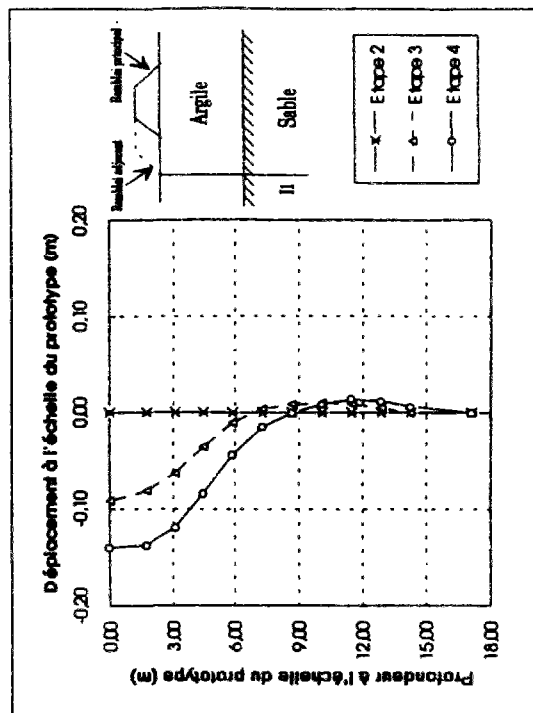
Déplacements horizontaux en tête des inclinomètres (essai 2).



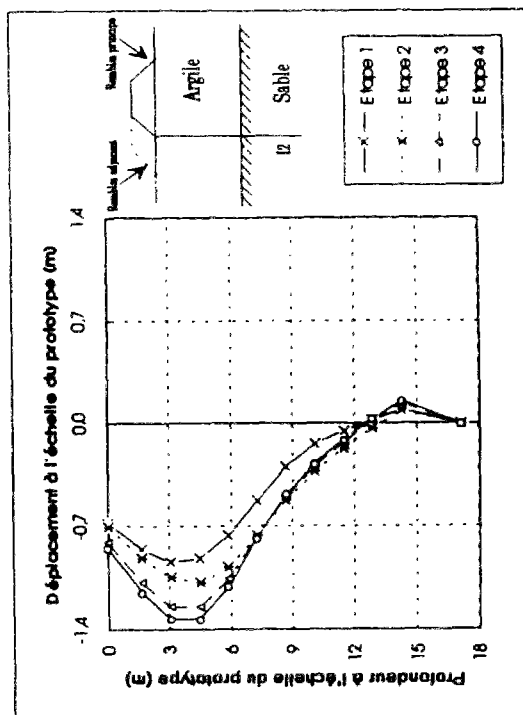
Déplacements horizontaux en tête des inclinomètres (essai 3).



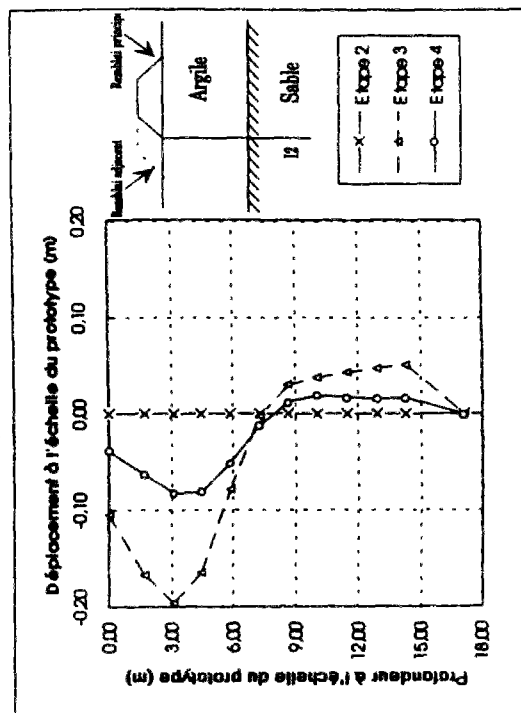
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre II en pied du remblai adjacent (essai n° 2)



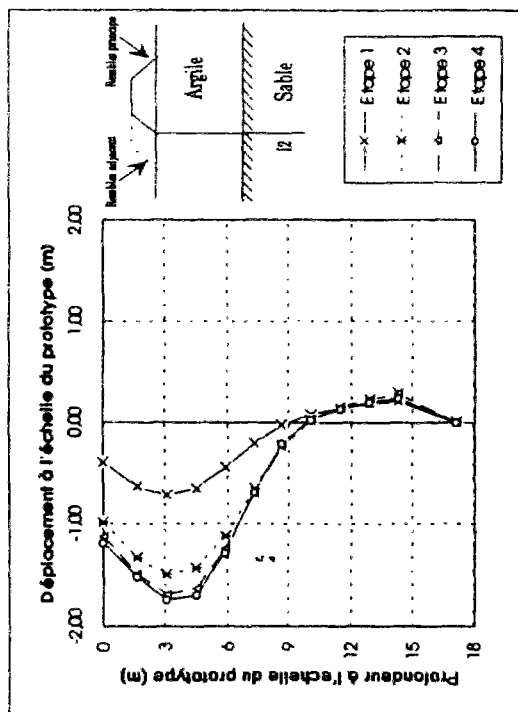
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre II en pied du remblai adjacent (essai n° 2) après construction du remblai adjacent.



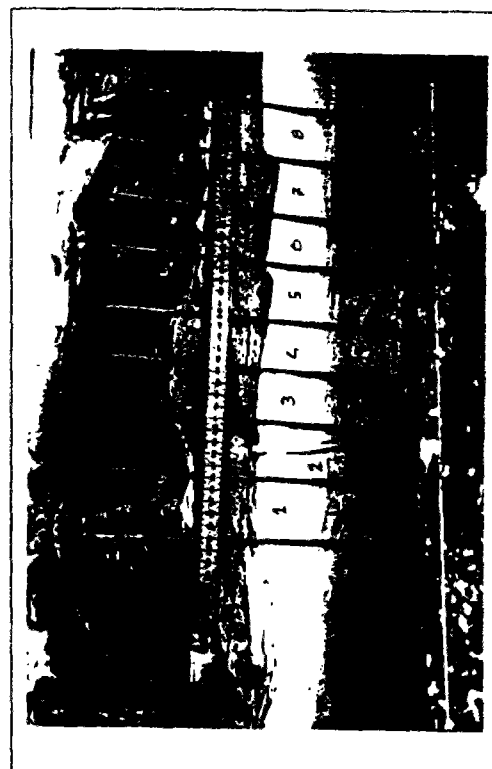
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 en pied du remblai adjoint (essai n° 21).



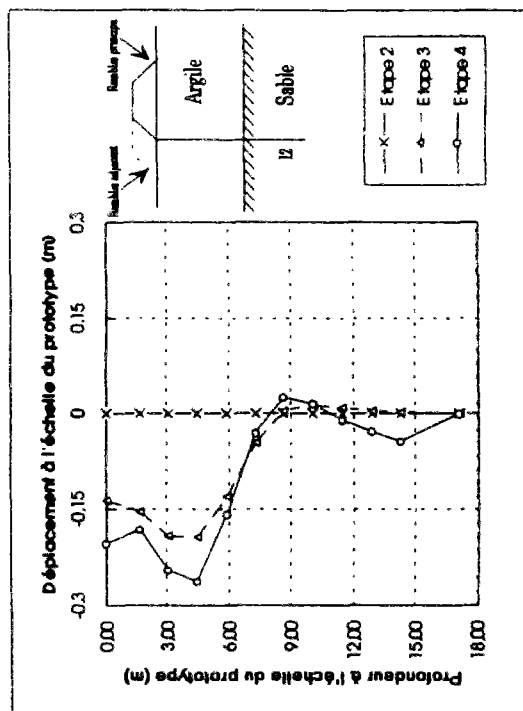
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 en pied du remblai adjoint (essai n° 2) après construction du remblai adjoint.



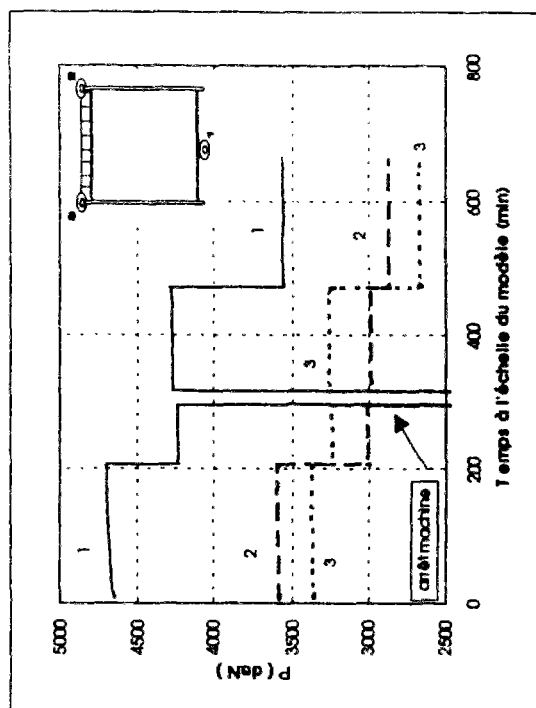
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I2 en pied du remblai adjoint (essai n° 3).



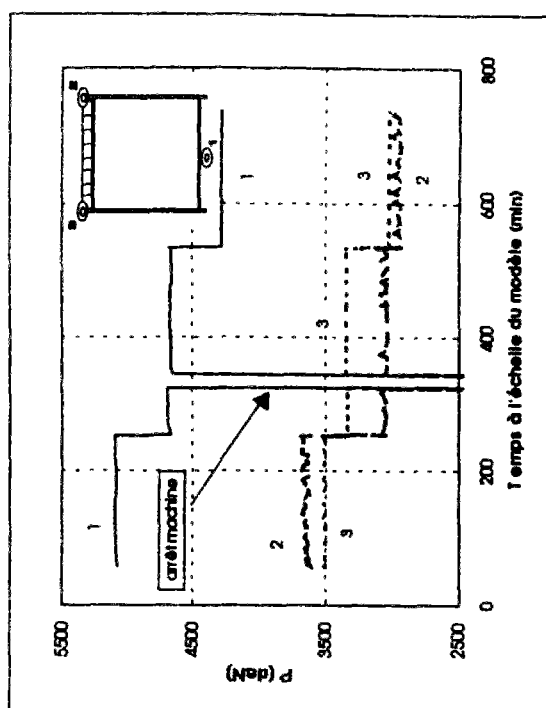
Vue de la déformée de l'inclinomètre I2 à la fin de l'essai (essai 3).



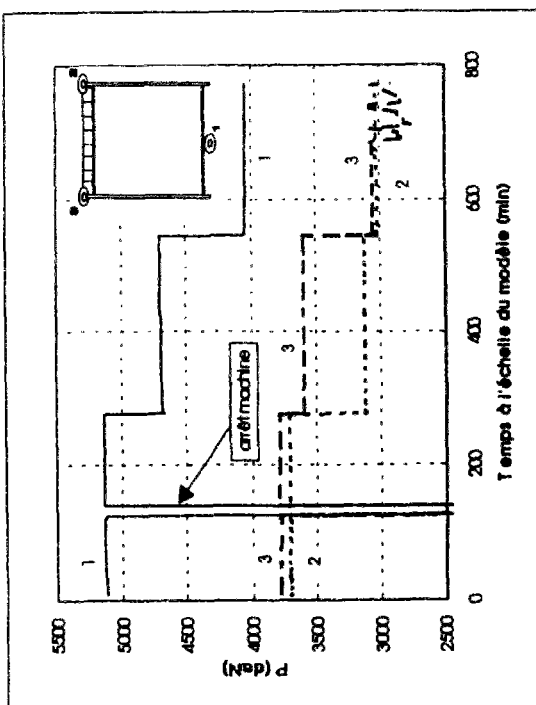
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 12 en pied du remblai adjoint (essai n° 3).



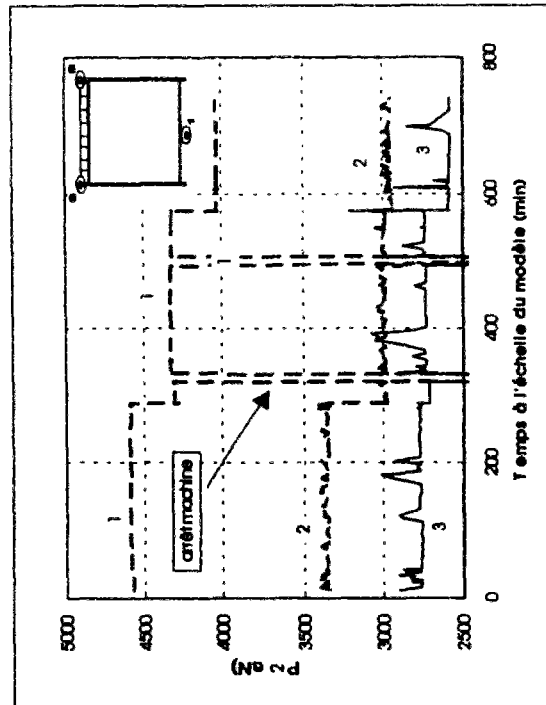
Pressé de la trémie en fonction du temps (essai 1).



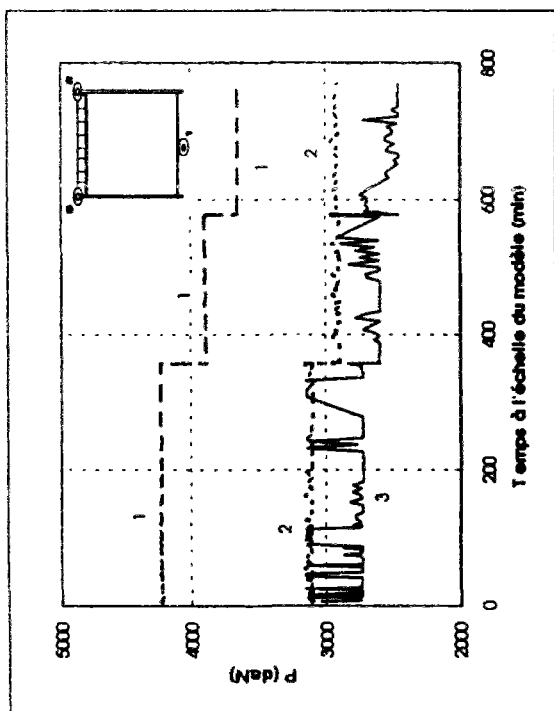
Pressé de la trémie en fonction du temps (essai 2).



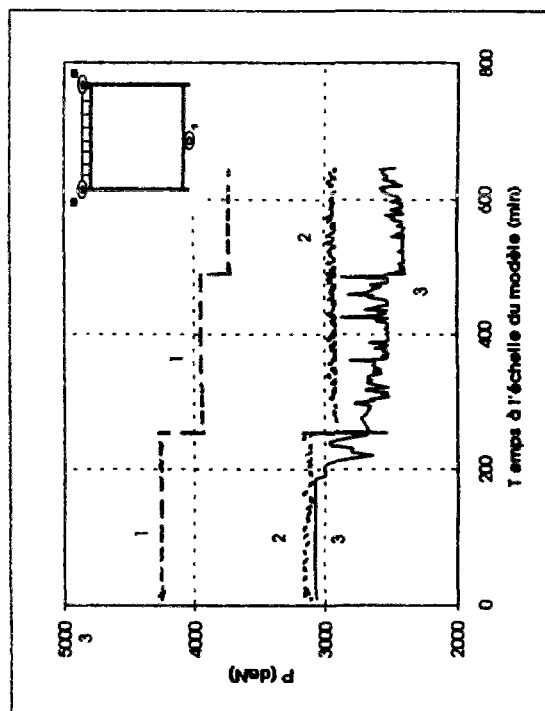
Pressé de la trémie en fonction du temps (essai 3).



Pressé de la trémie en fonction du temps (essai 4).



Pressée de la trémie en fonction du temps (essai 6).



Pressée de la trémie en fonction du temps (essai 7).

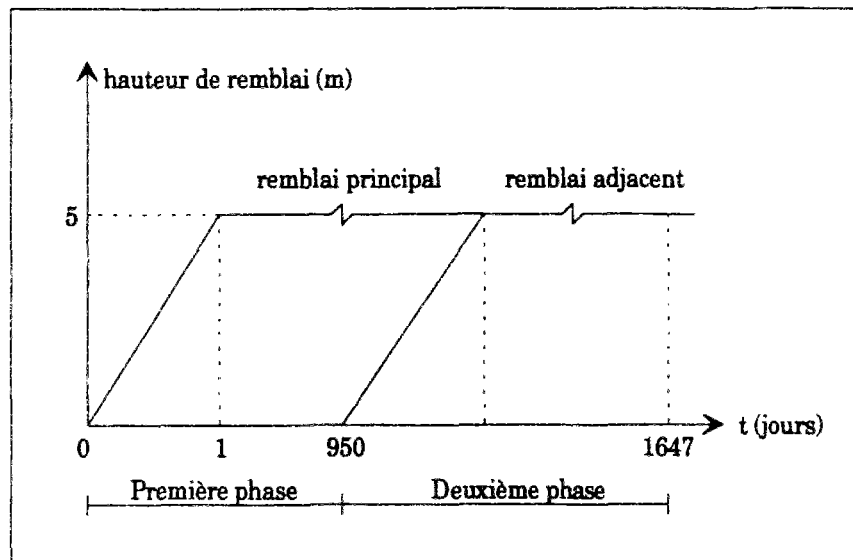


Schéma de chargement du sol de fondation (essai n° 2).

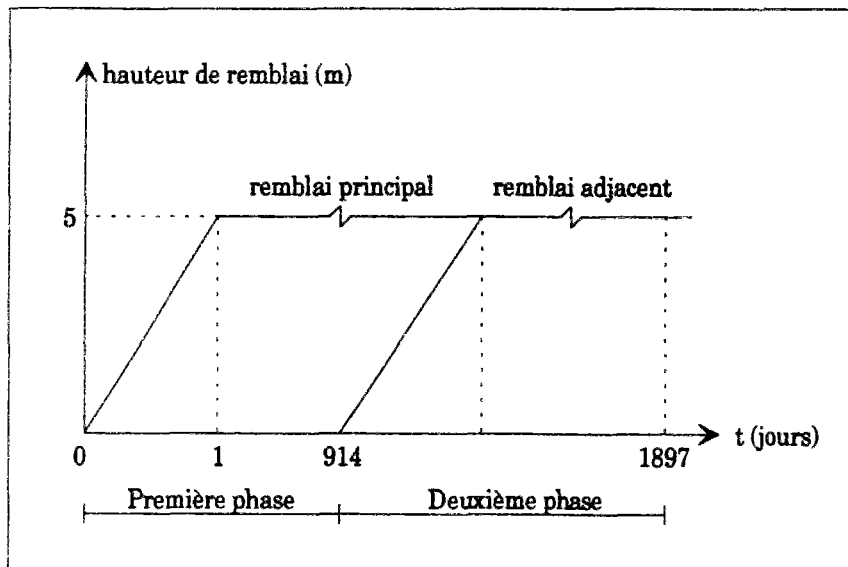


Schéma de chargement du sol de fondation (essai n° 3).

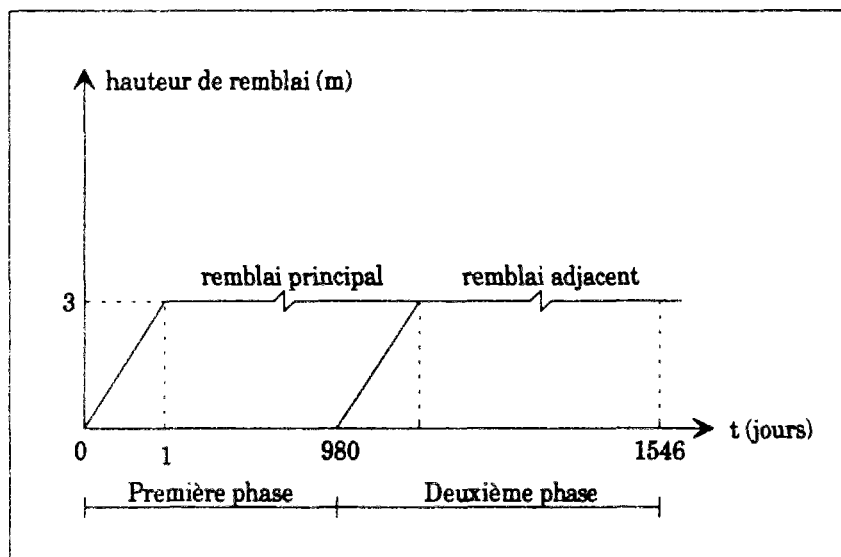


Schéma de chargement du sol de fondation (essai n° 4).

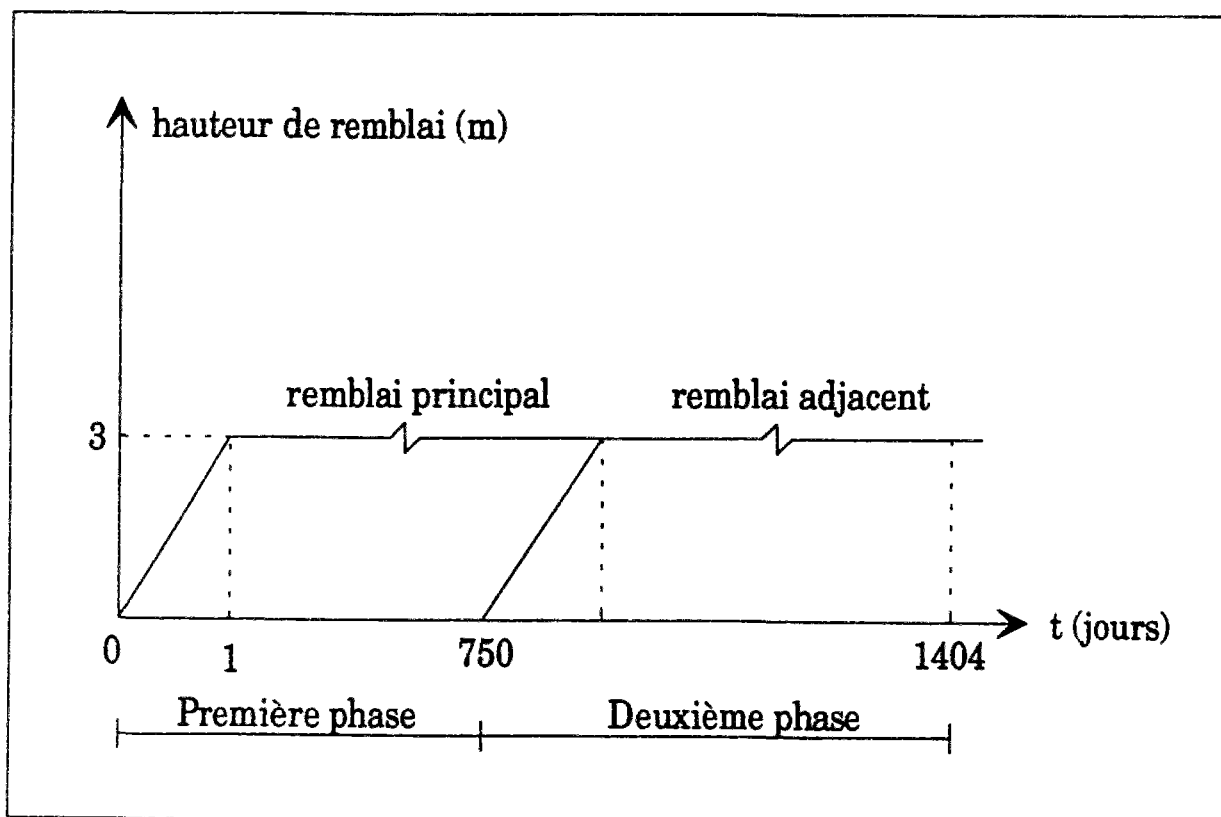


Schéma de chargement du sol de fondation (essai n° 6).

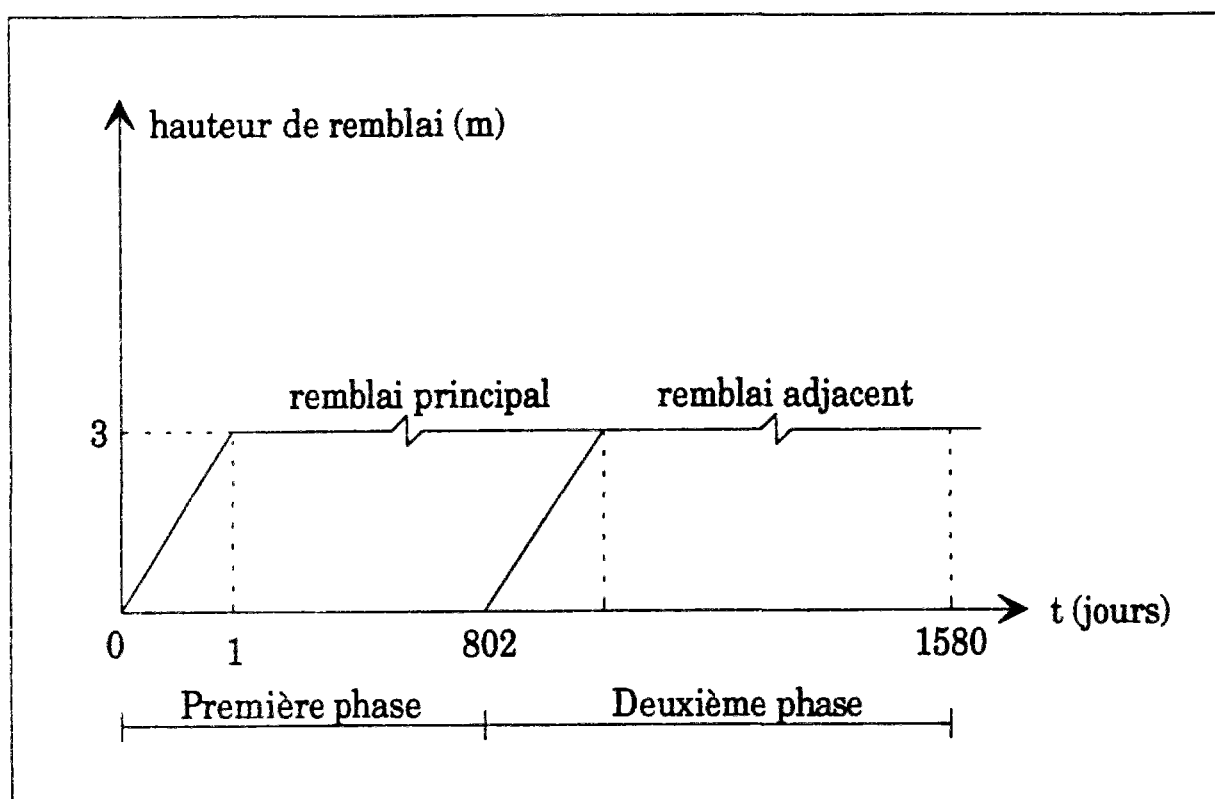
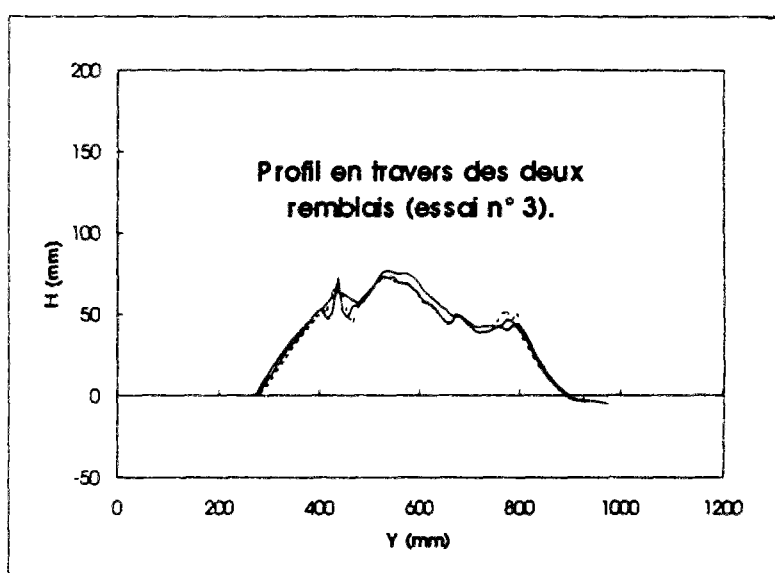
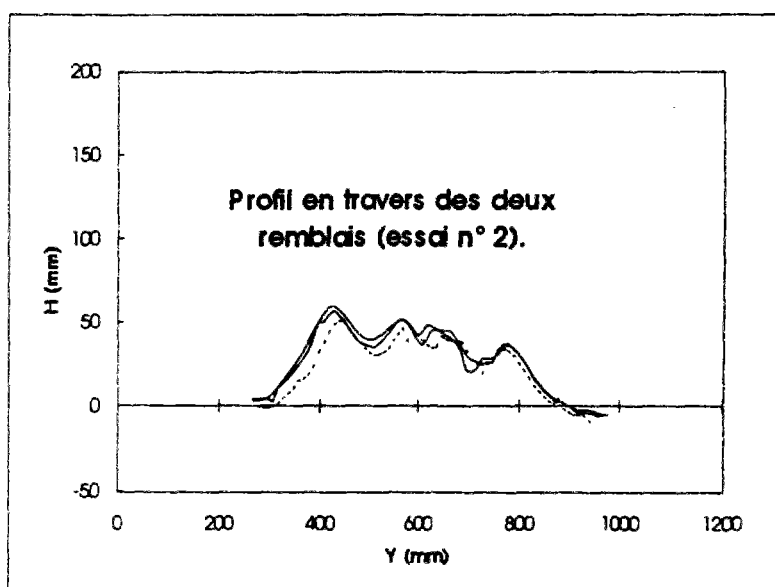
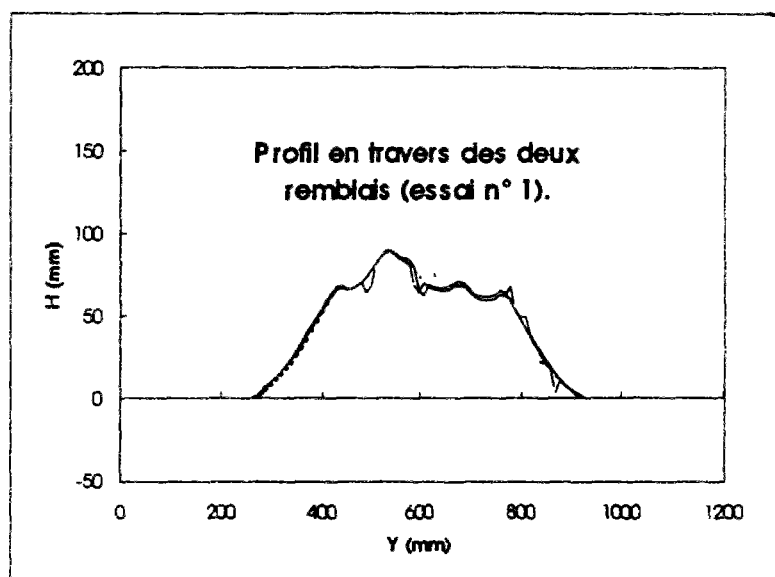
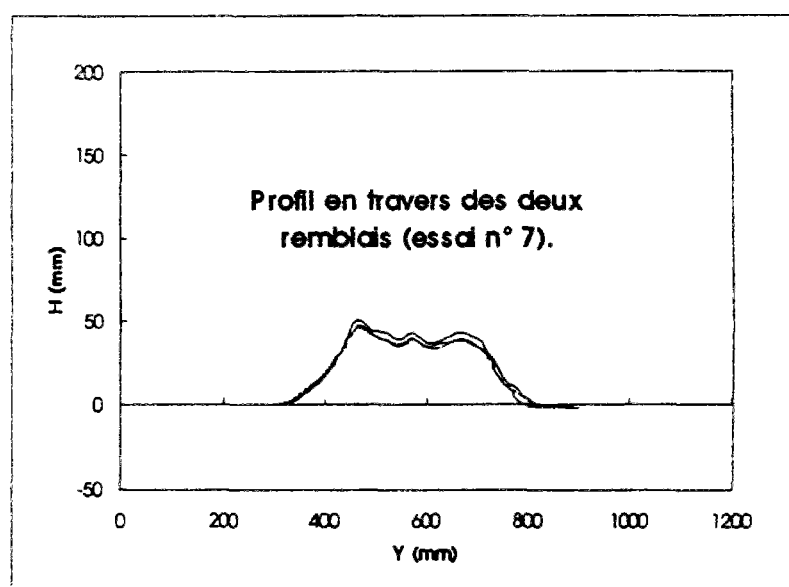
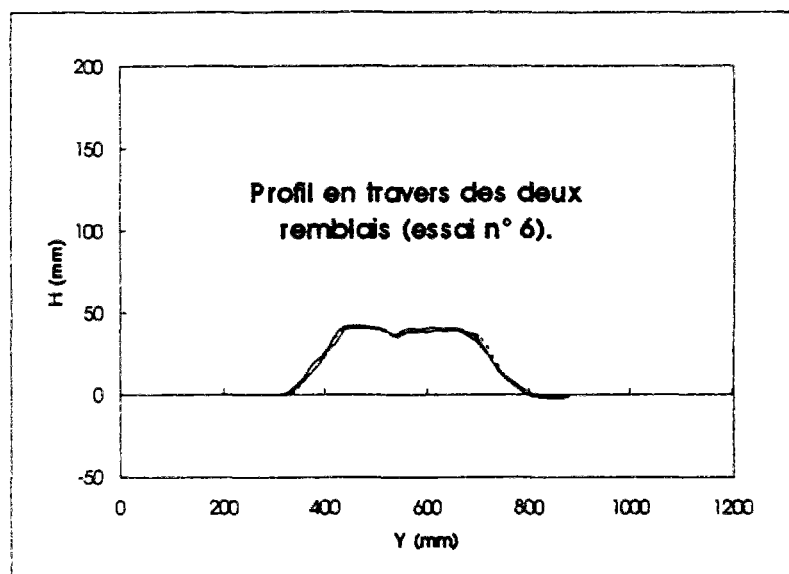
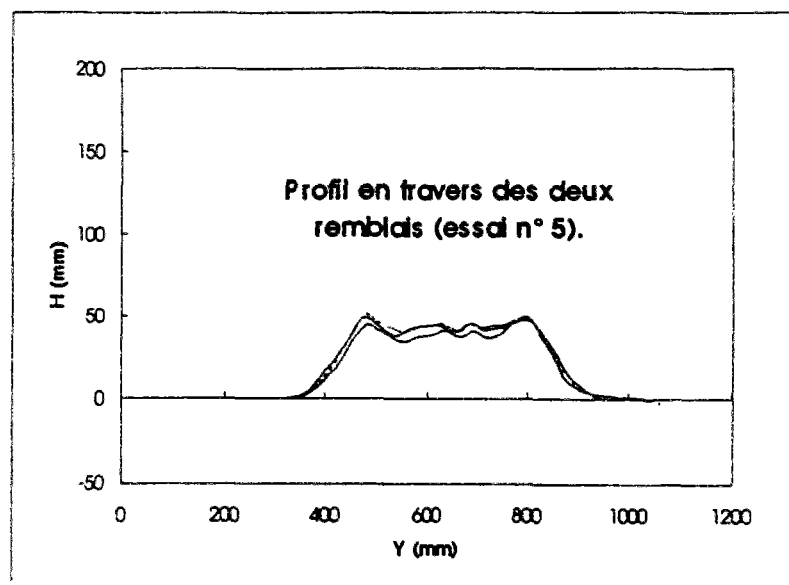
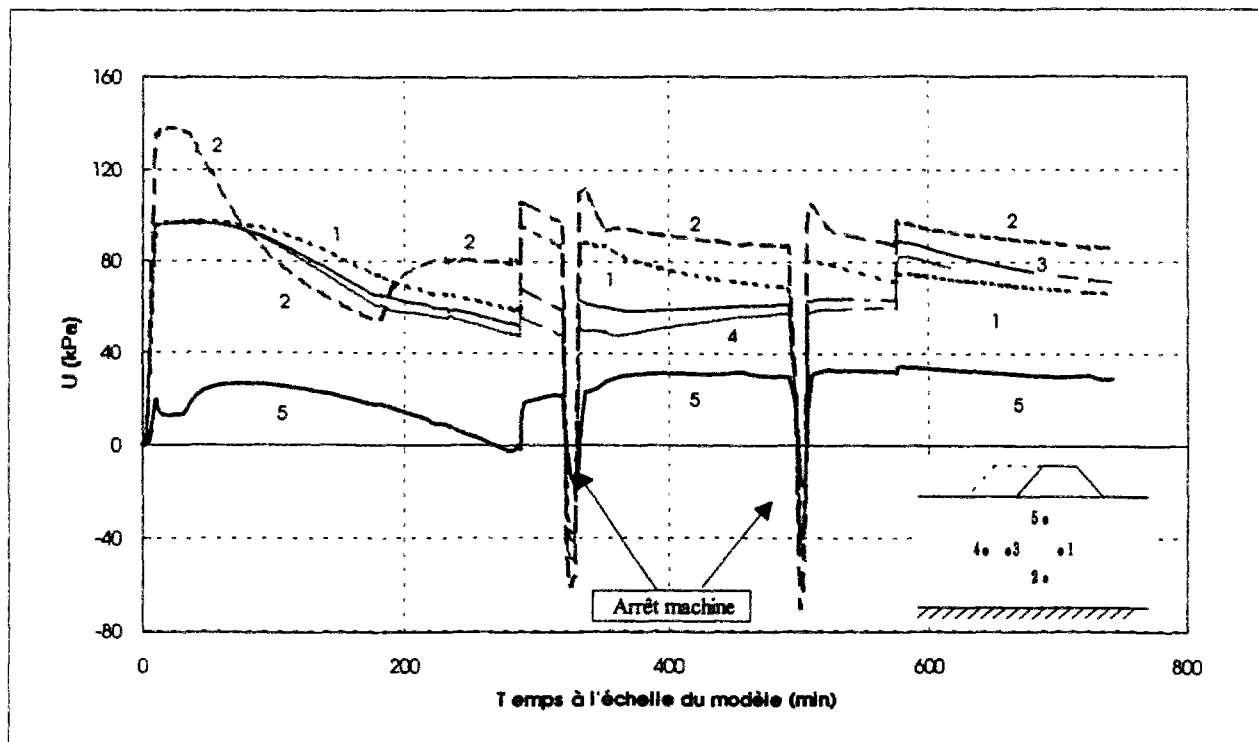


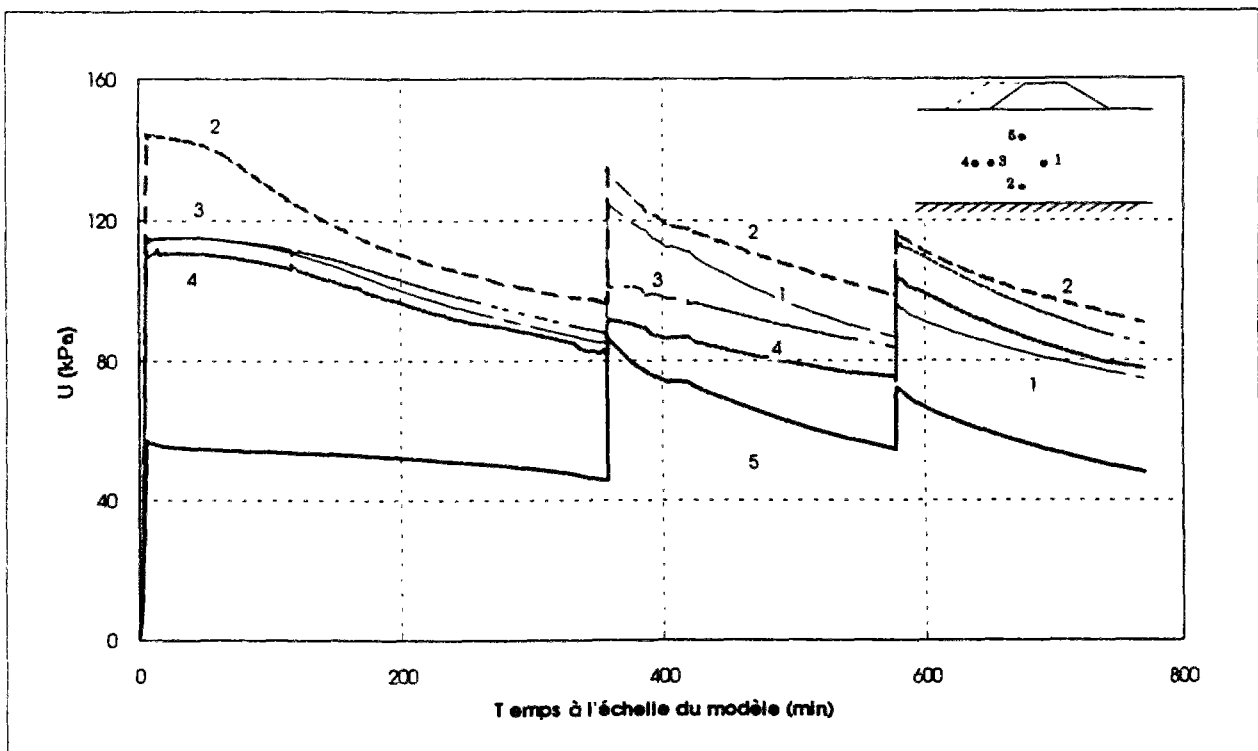
Schéma de chargement du sol de fondation (essai n° 7).



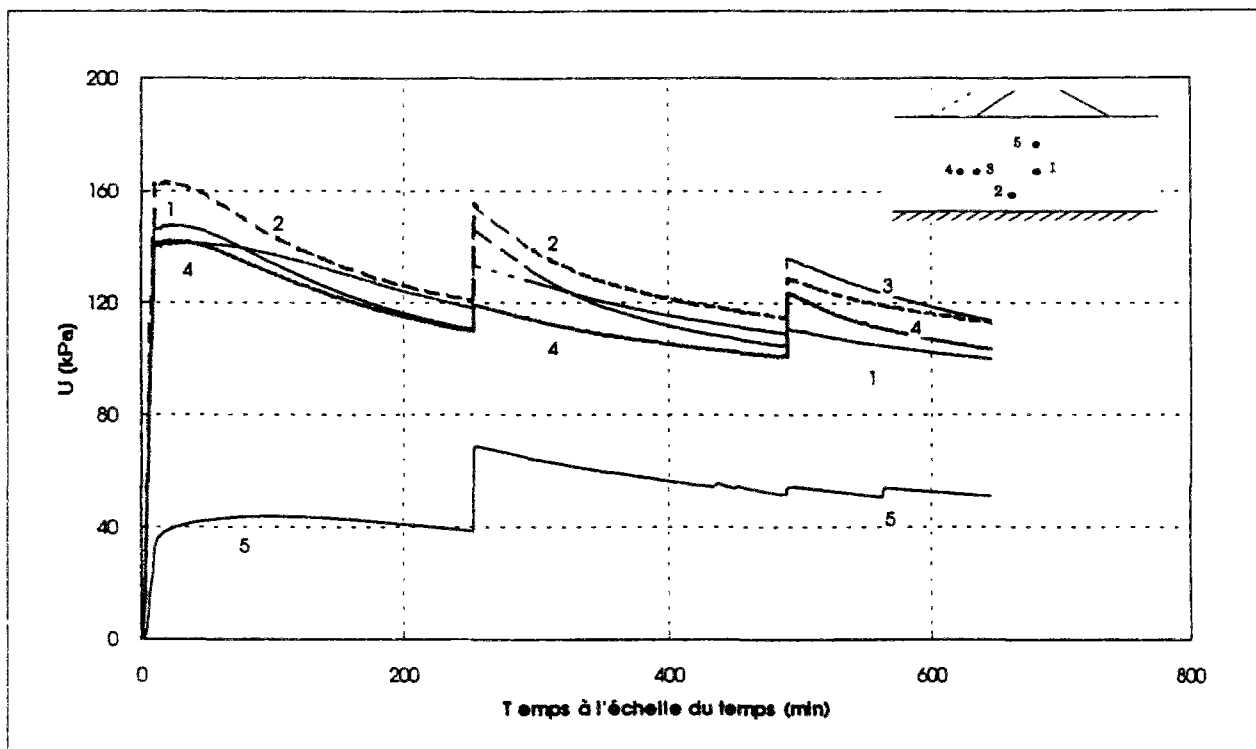




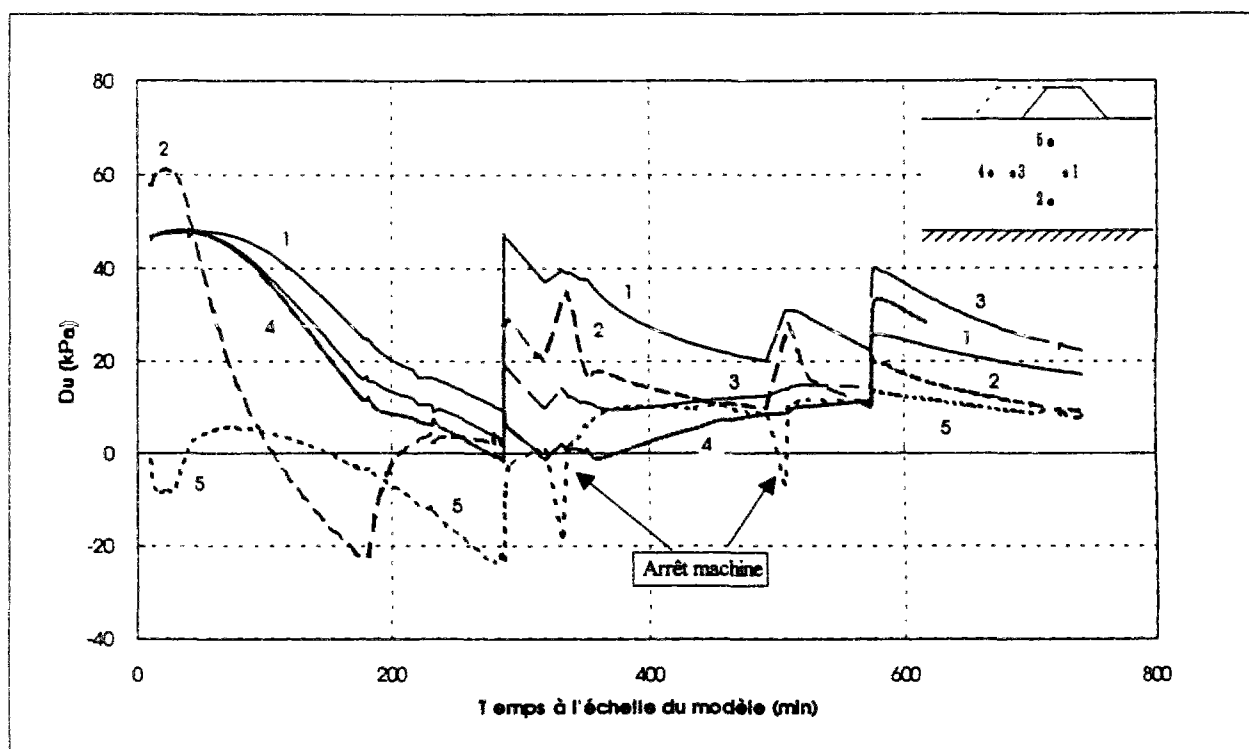
Evolution des pressions interstitielles réelles en fonction du temps (essai n° 4)



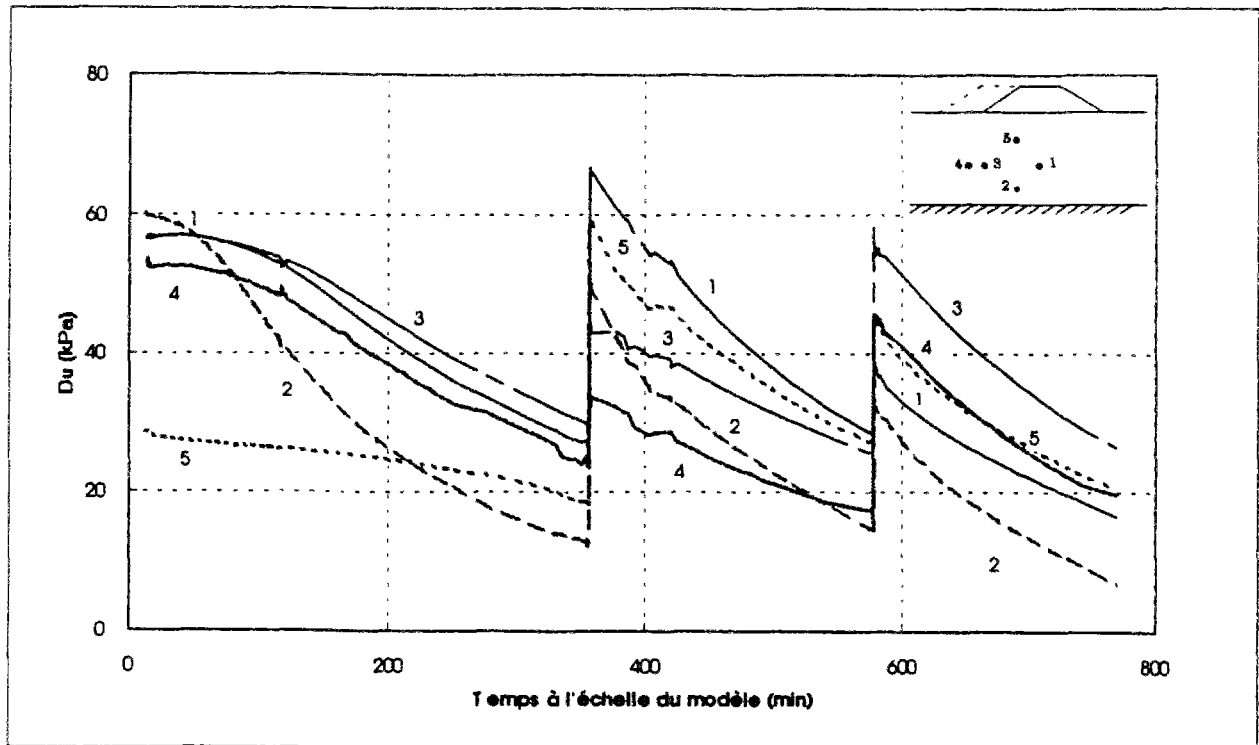
Evolution des pressions interstitielles réelles en fonction du temps (essai n° 6)



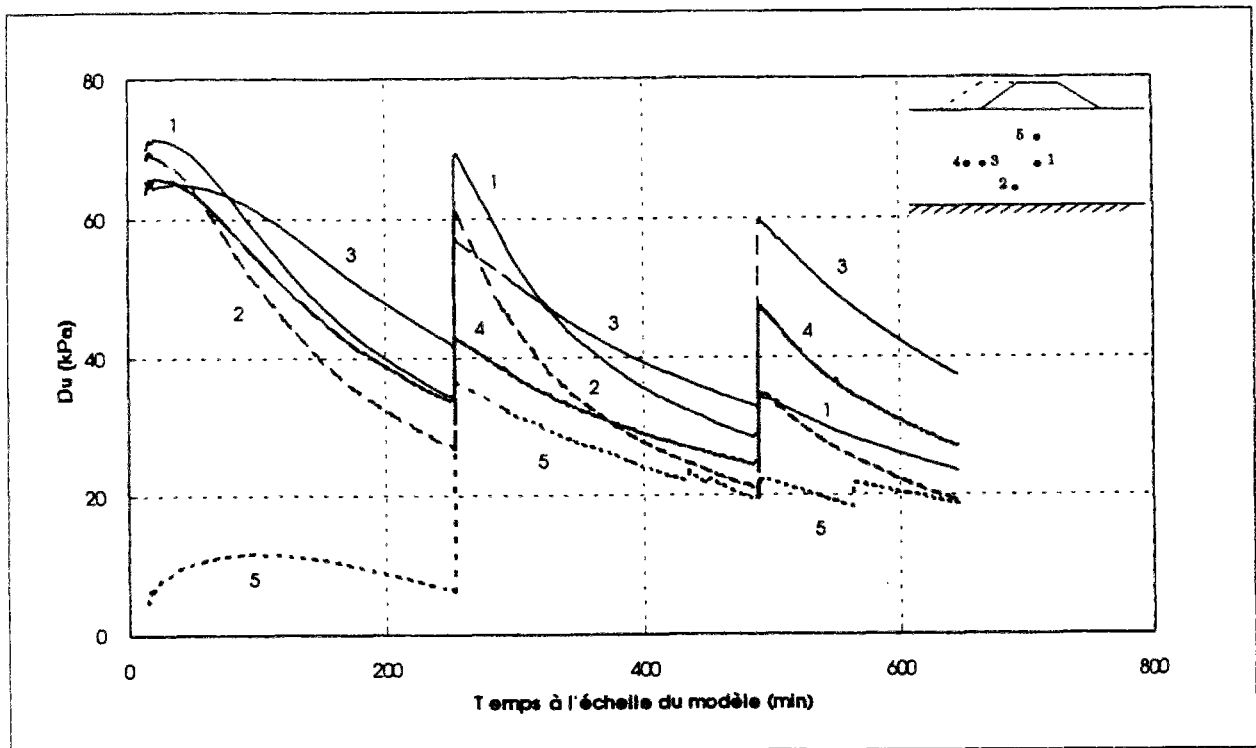
Evolution des pressions interstitielles réelles en fonction du temps (essai n° 7)



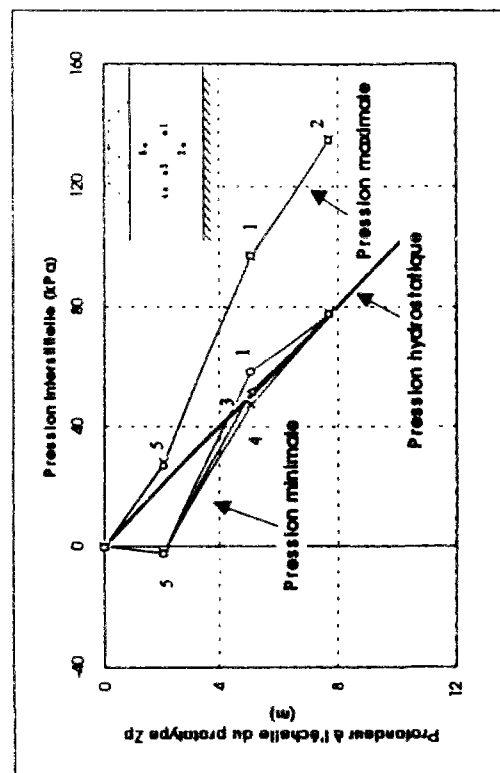
Dissipation des surpressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 4)



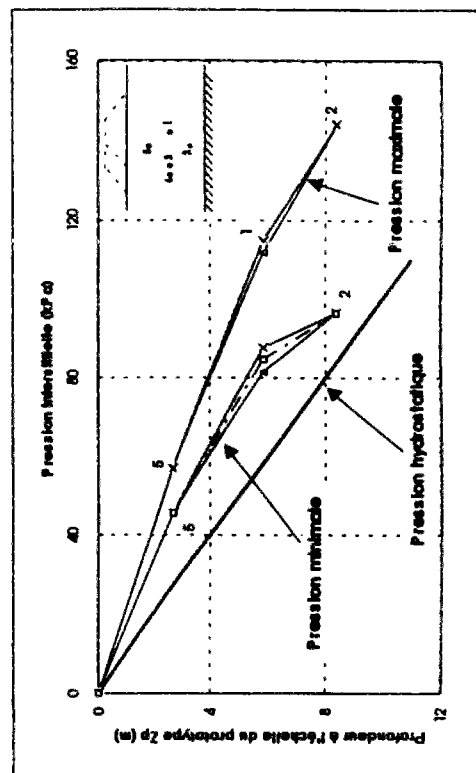
Dissipation des surpressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 6)



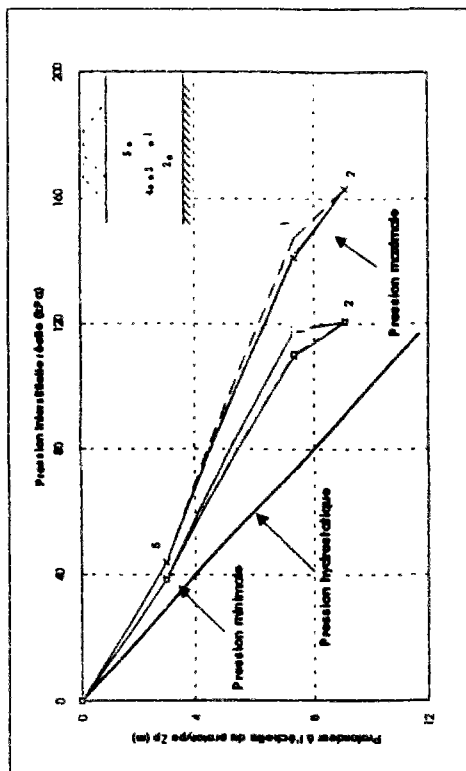
Dissipation des surpressions interstitielles en fonction du temps (essai n° 7)



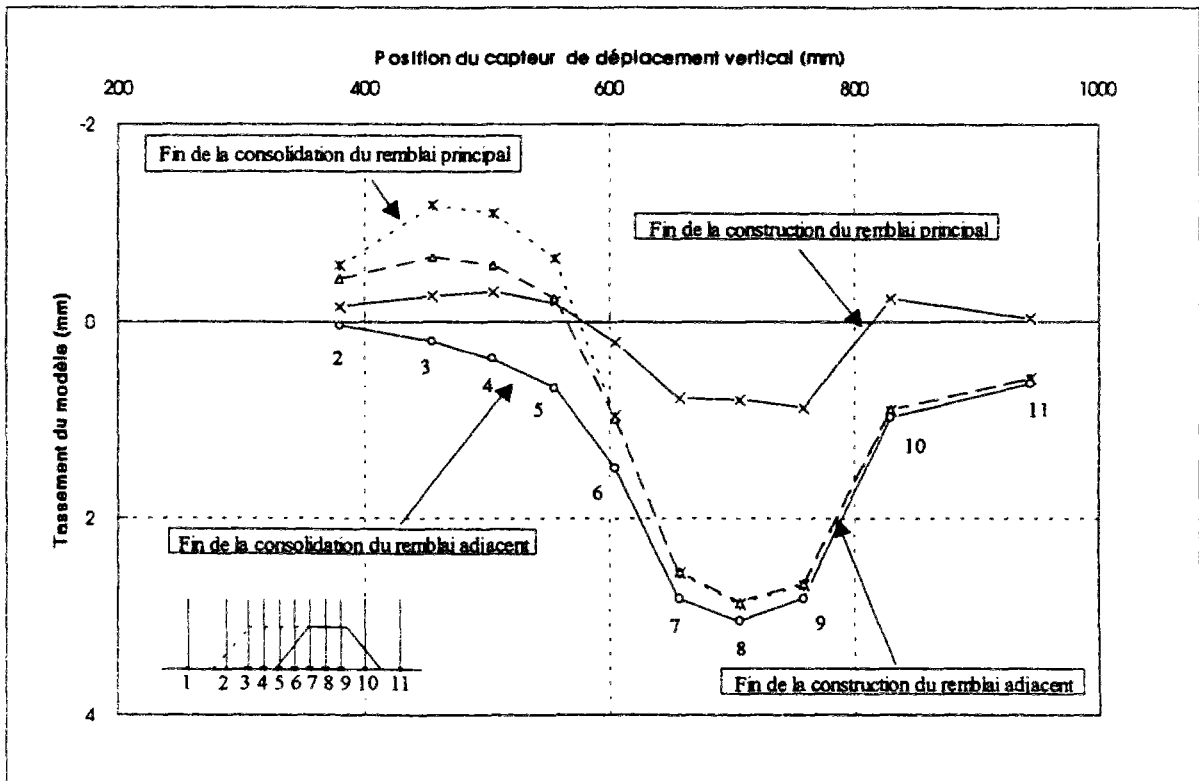
Evolution des pressions interstitielles (essai n° 4). (consolidation sous poids propre)



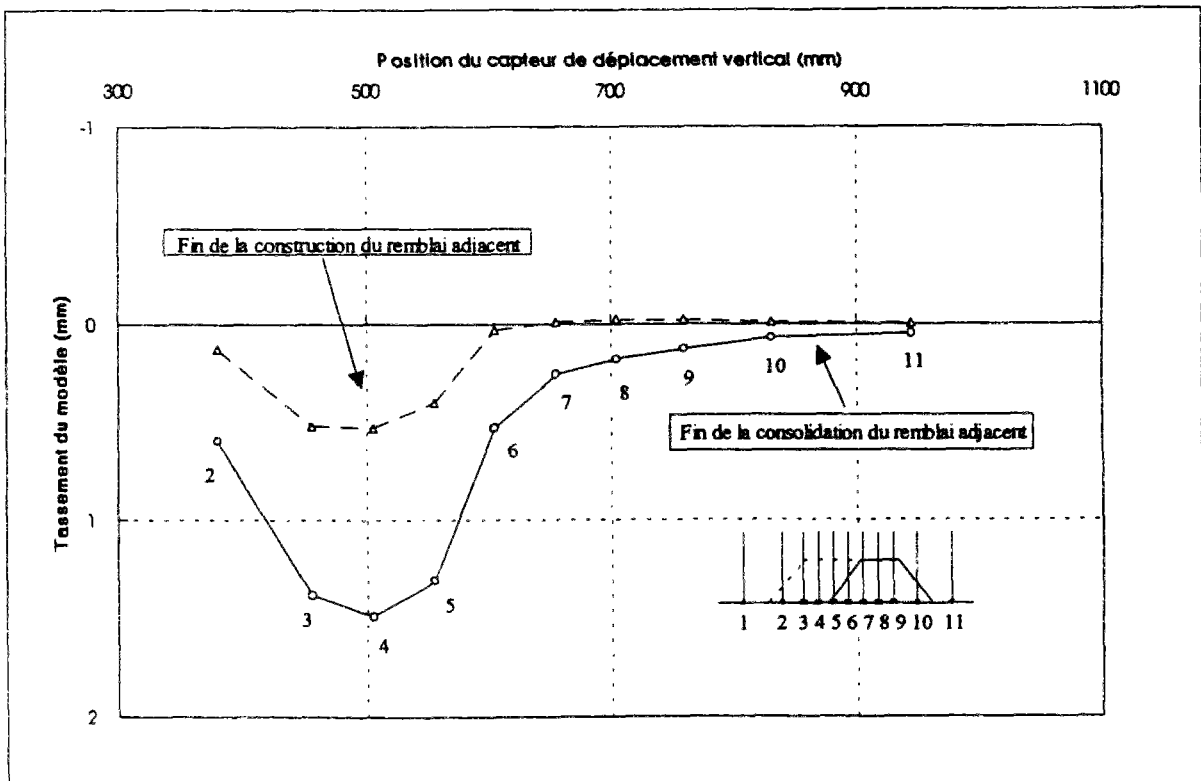
Evolution des pressions interstitielles (essai n° 6). (consolidation sous poids propre)



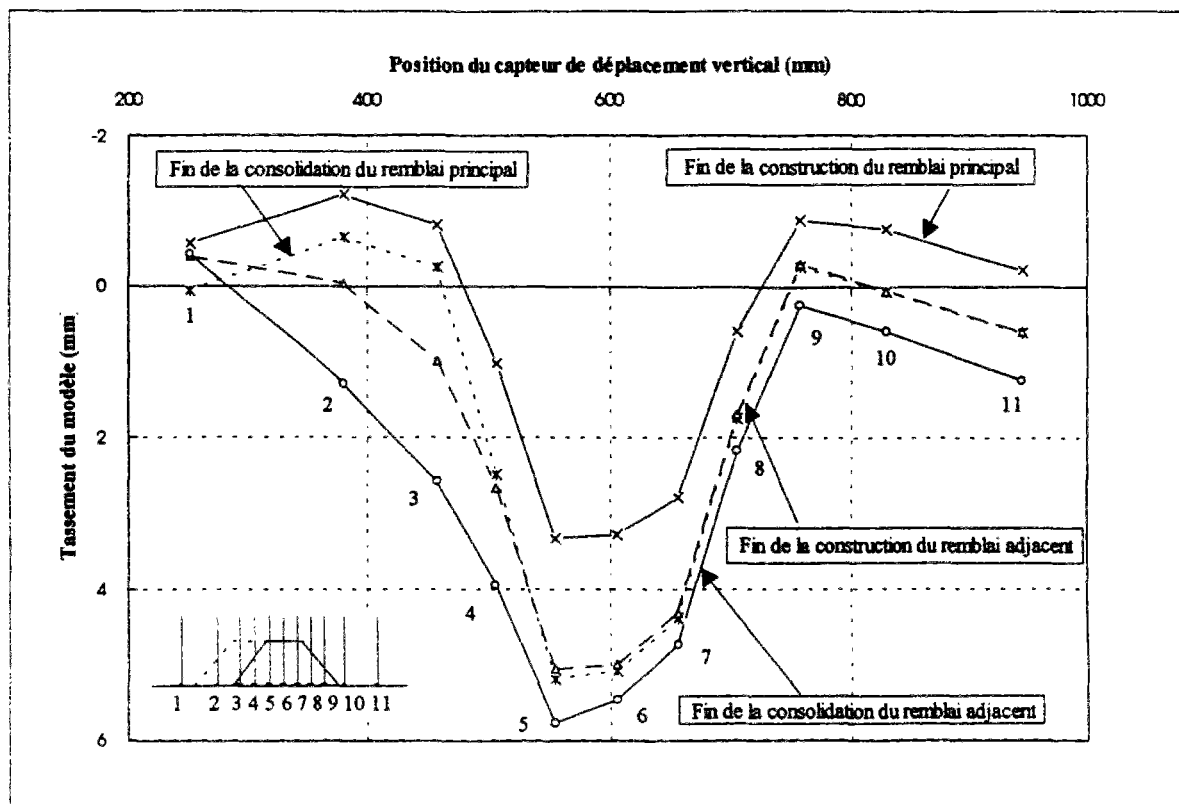
Evolution des pressions interstitielles (essai n° 7). (consolidation sous poids propre)



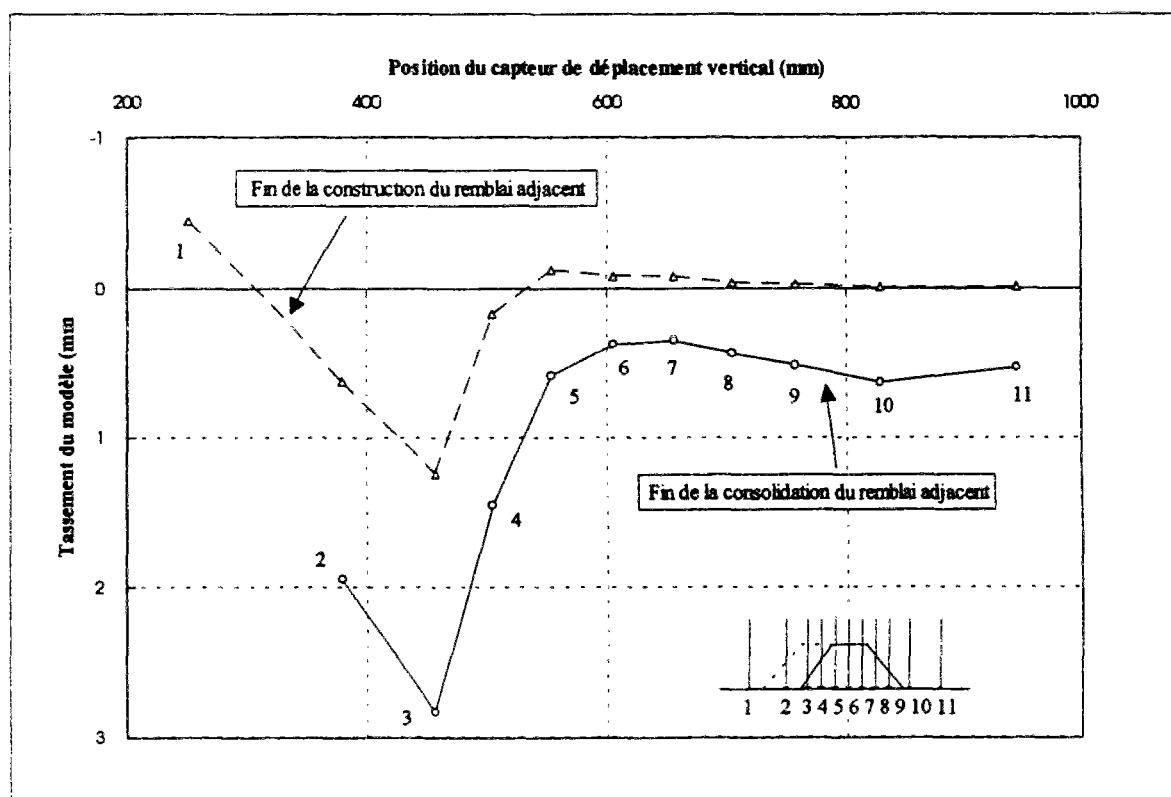
Profil de tassement moyen en fonction du temps (essai n° 4).



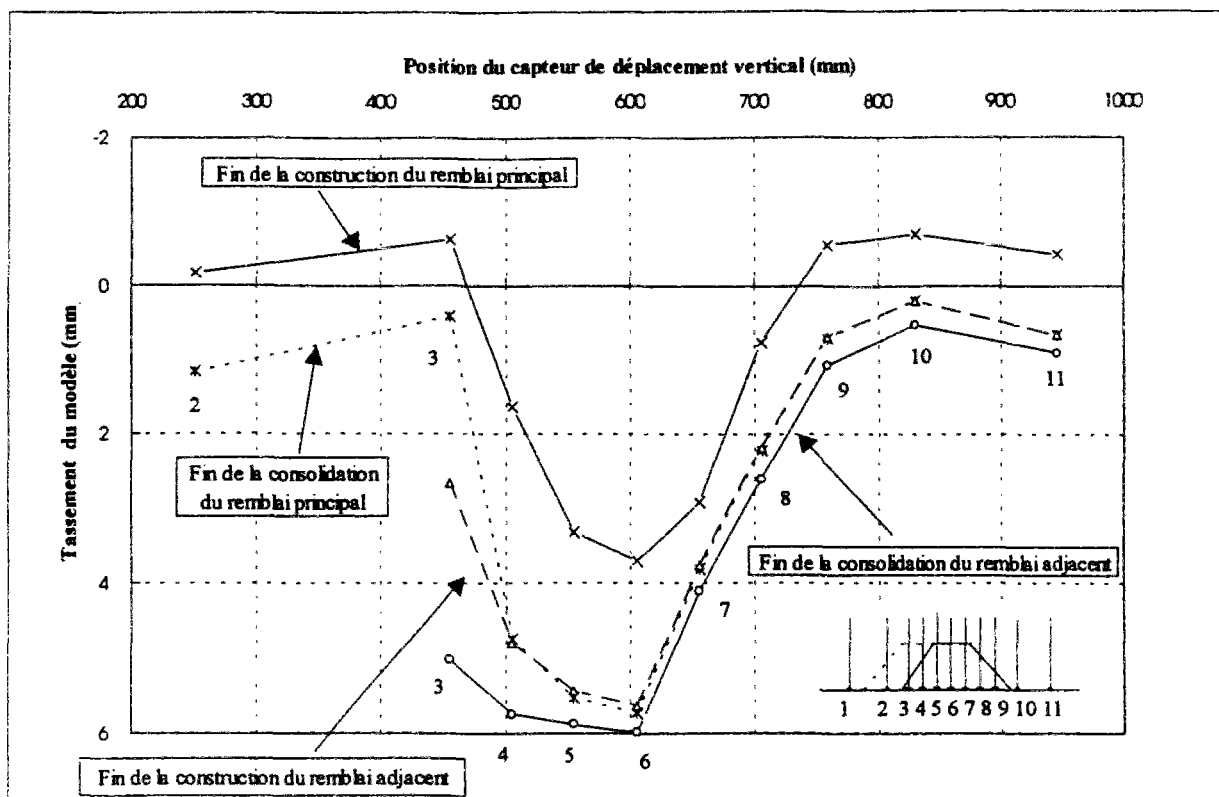
Profil de tassement moyen en fonction du temps dû au remblai adjacent (essai n° 4).



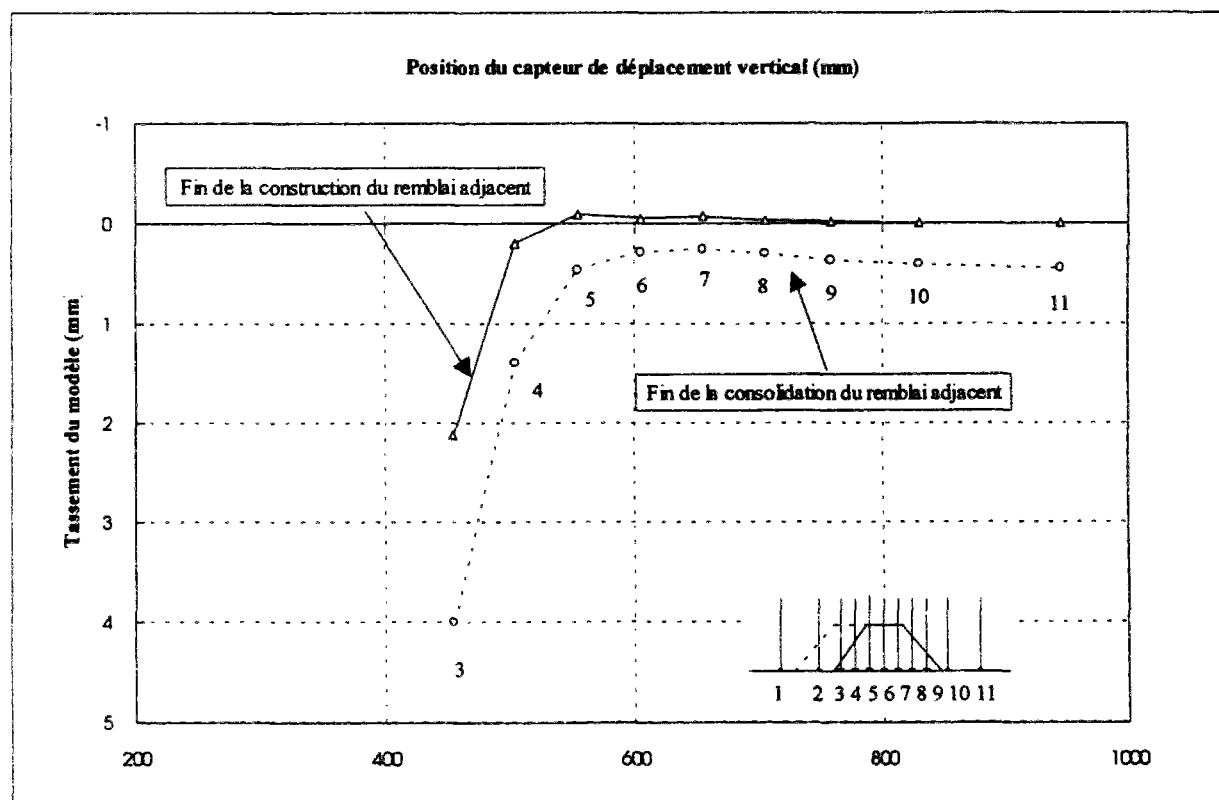
Profil de tassement moyen en fonction du temps (essai n° 6).



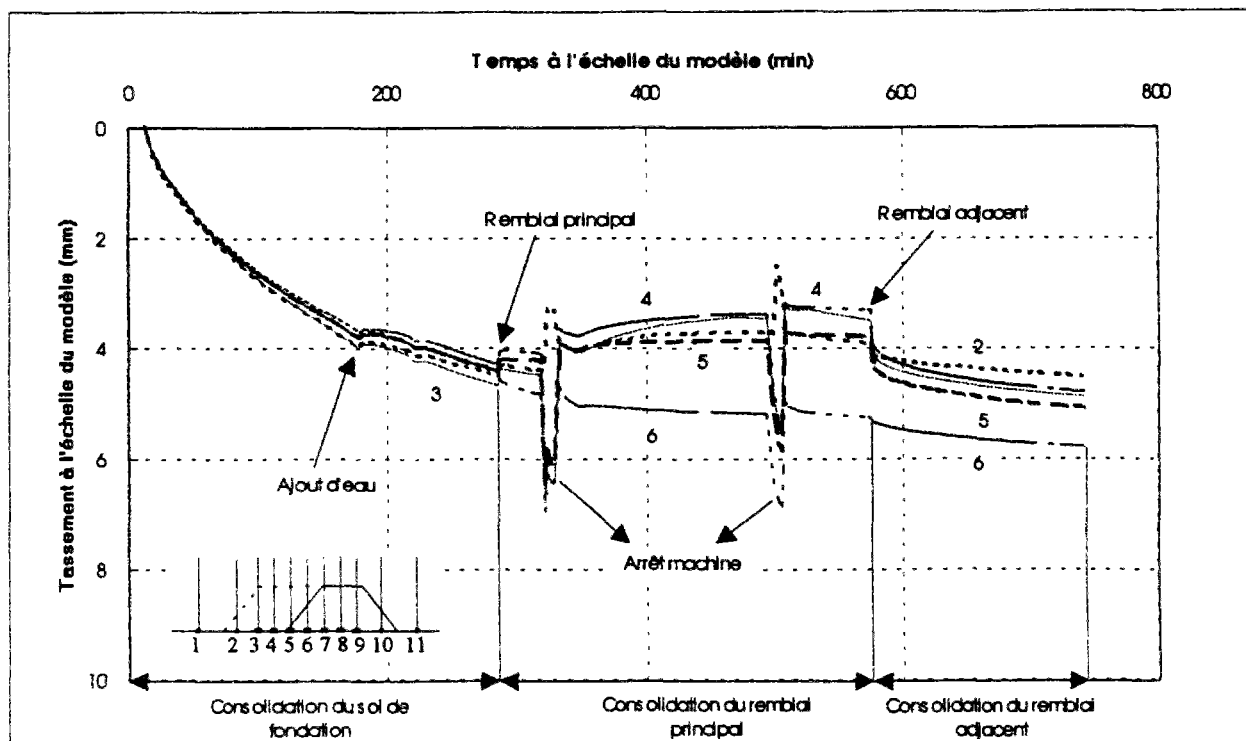
Profil de tassement moyen en fonction du temps dû au remblai adjacent (essai n° 6).



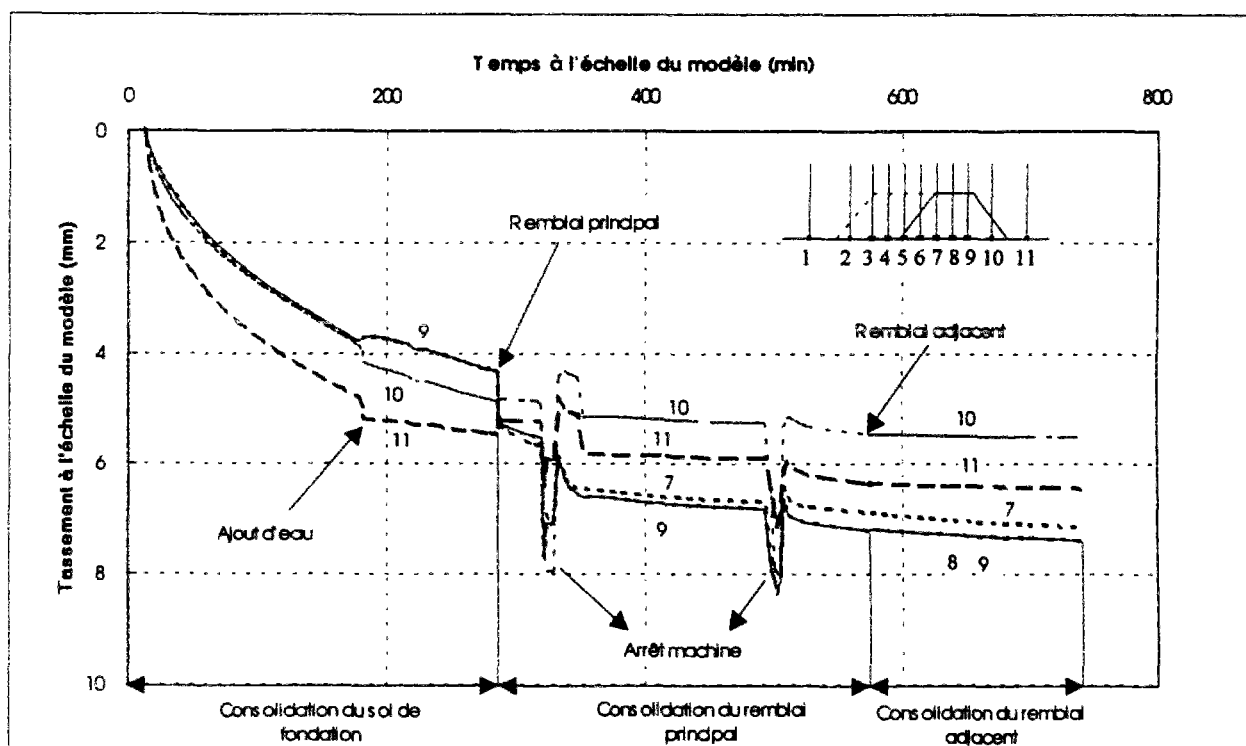
Profil de tassement moyen en fonction du temps (essai n° 7).



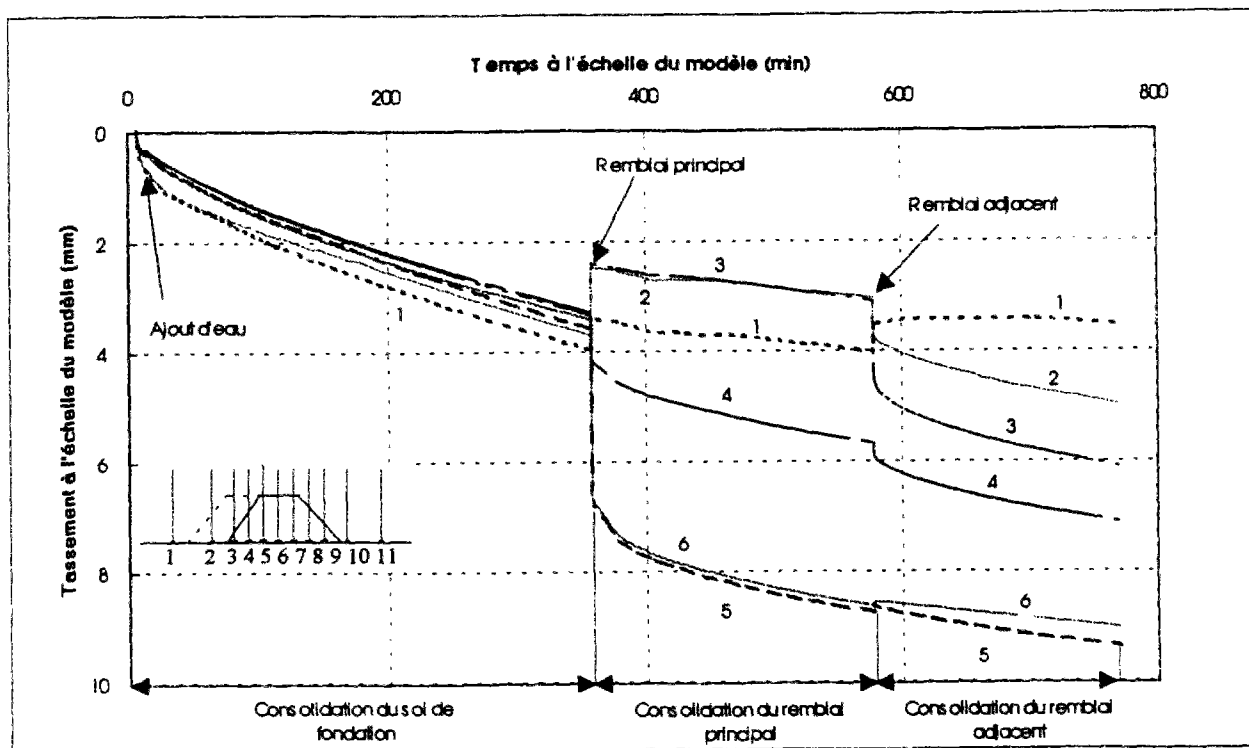
Profil de tassement moyen en fonction du temps dû au remblai adjacent (essai n° 7).



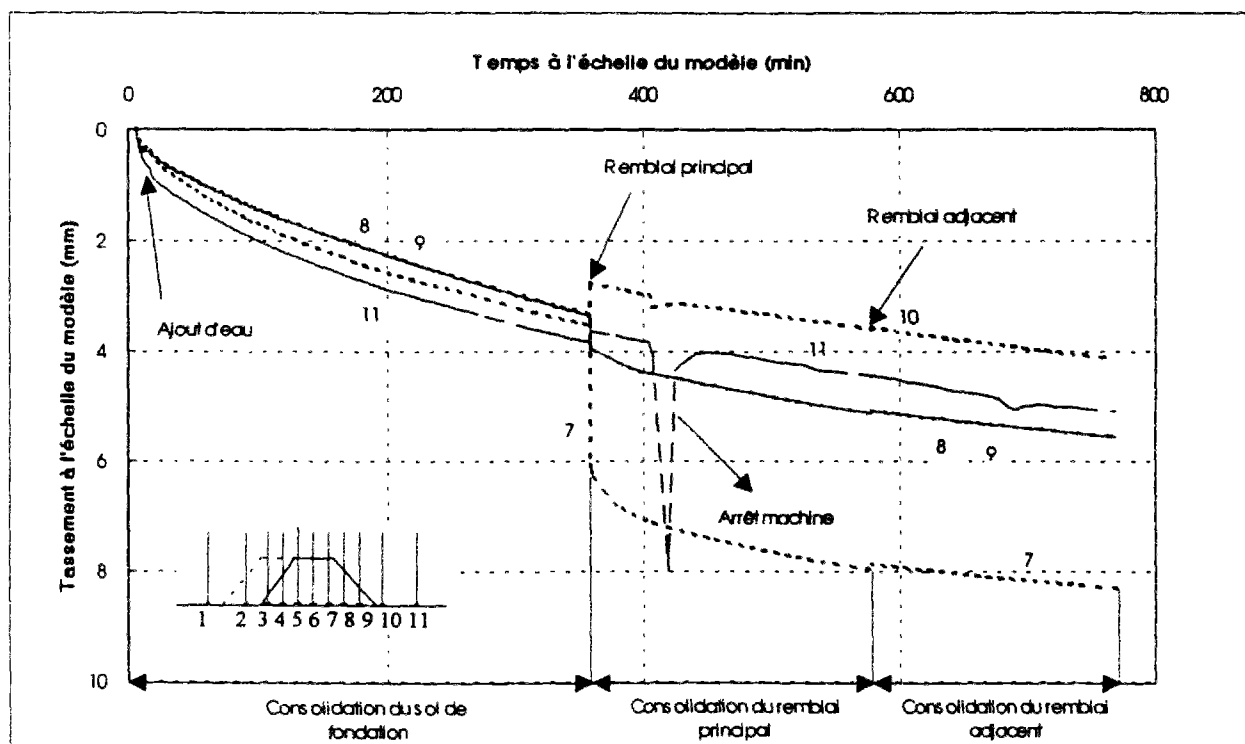
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (essai 4).



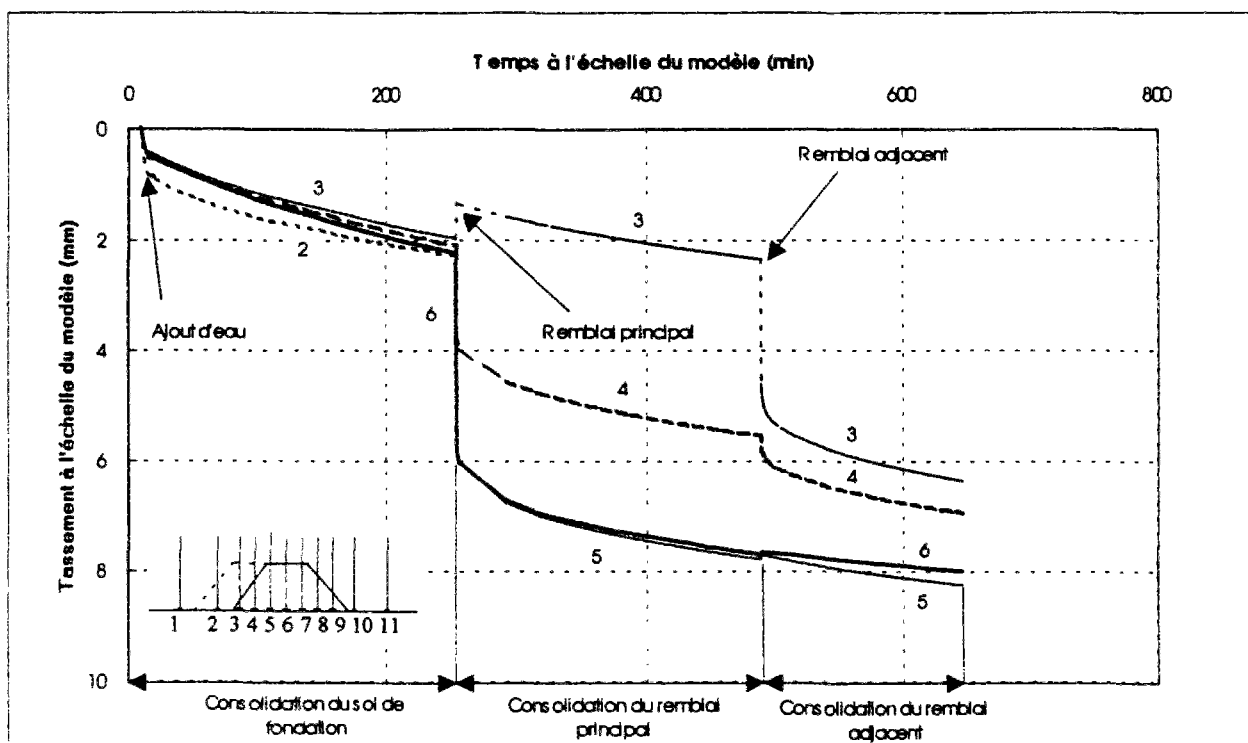
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (essai 4).



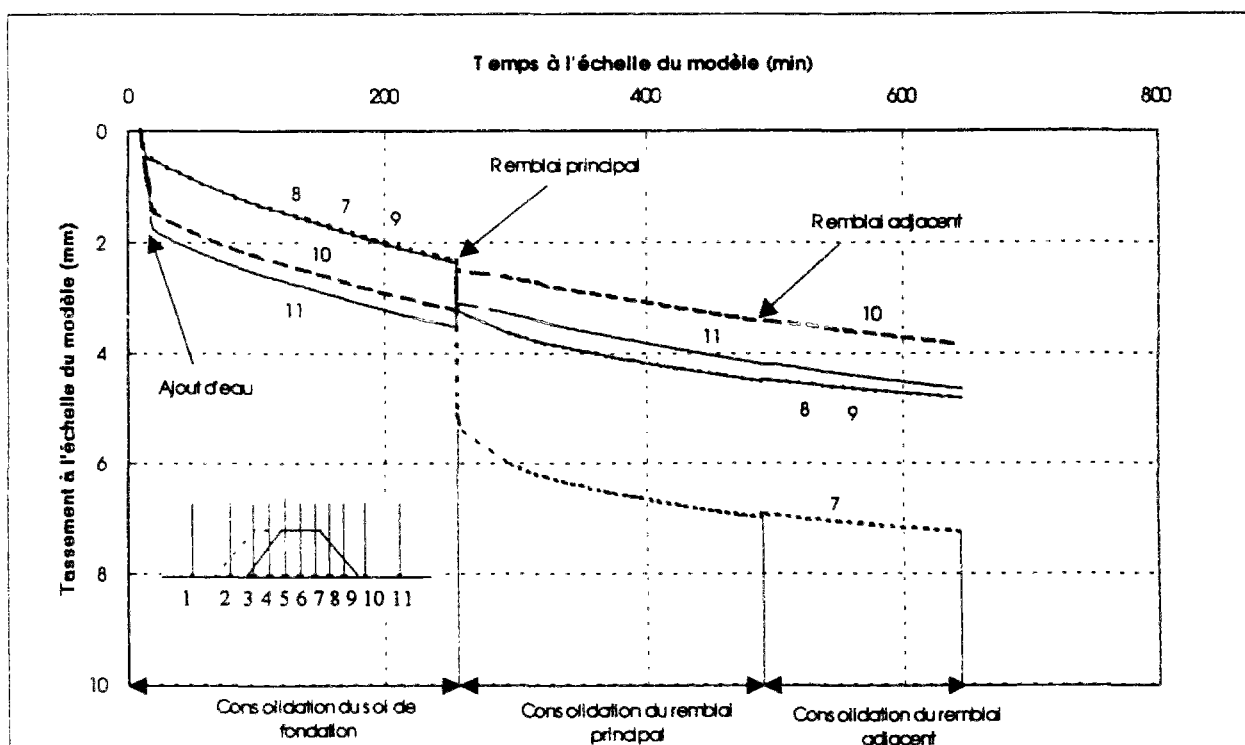
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (essai 6).



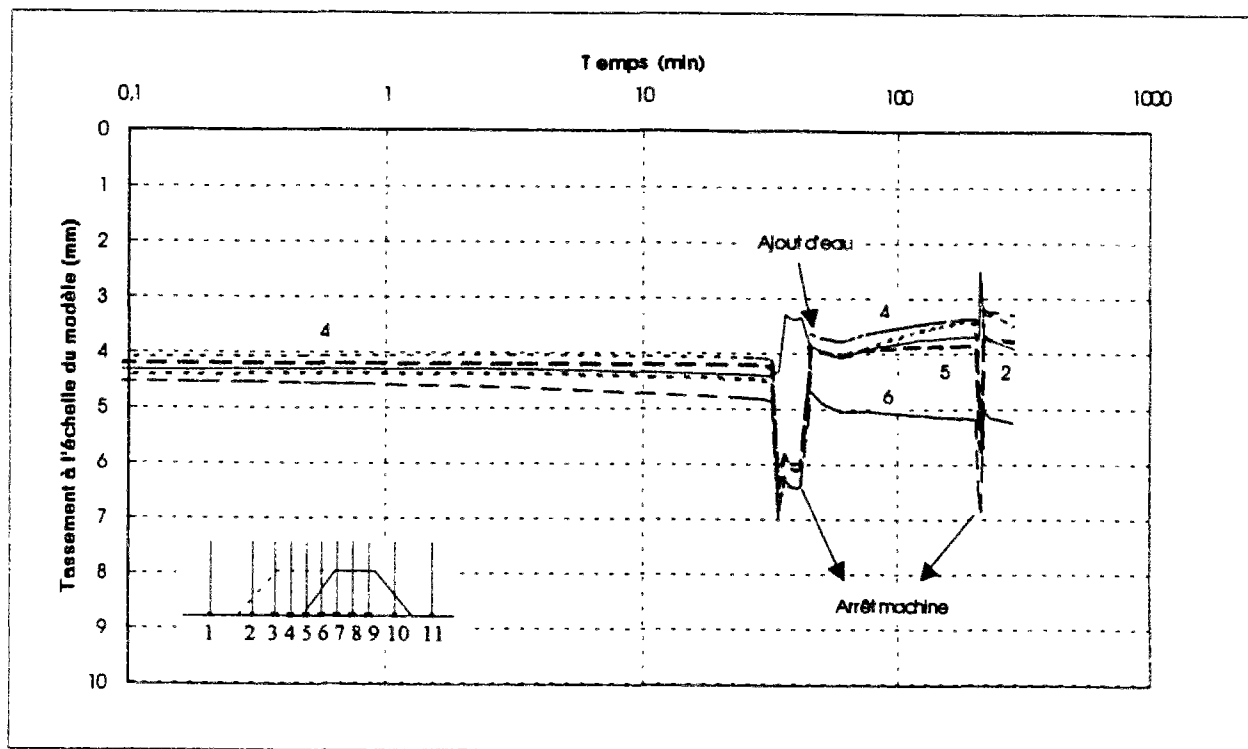
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (essai 6).



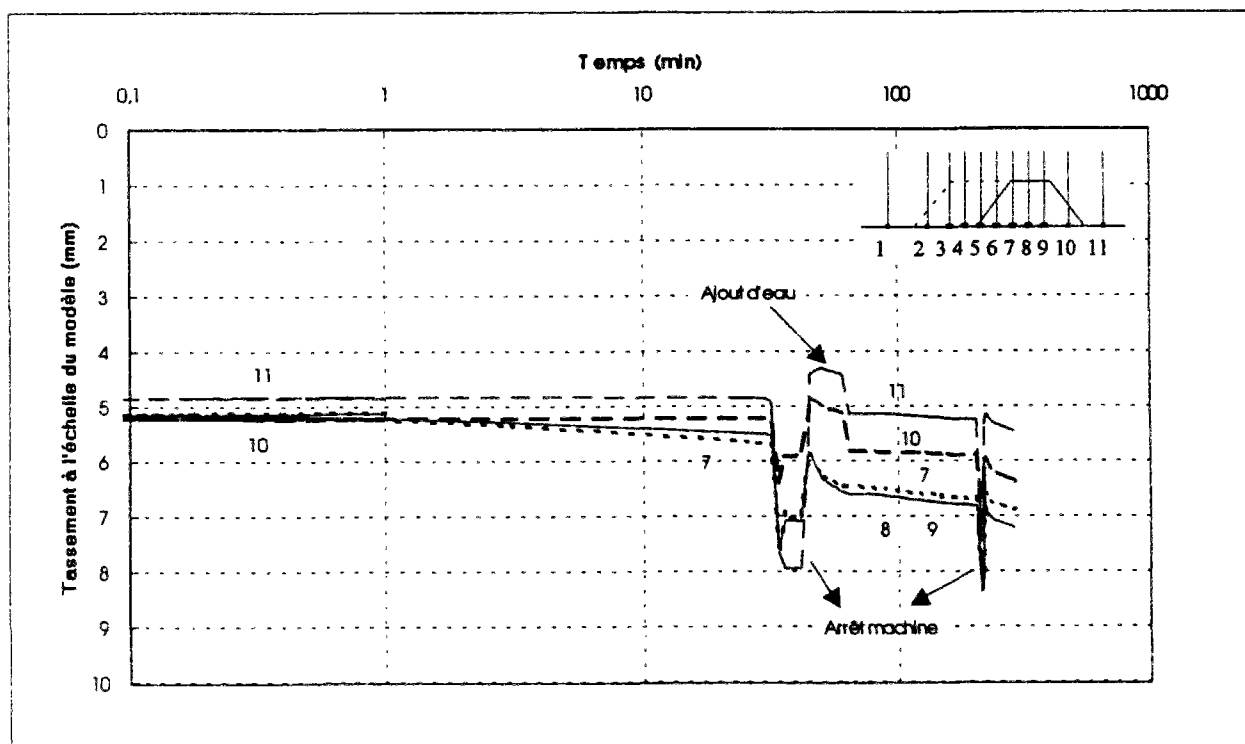
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (essai 7).



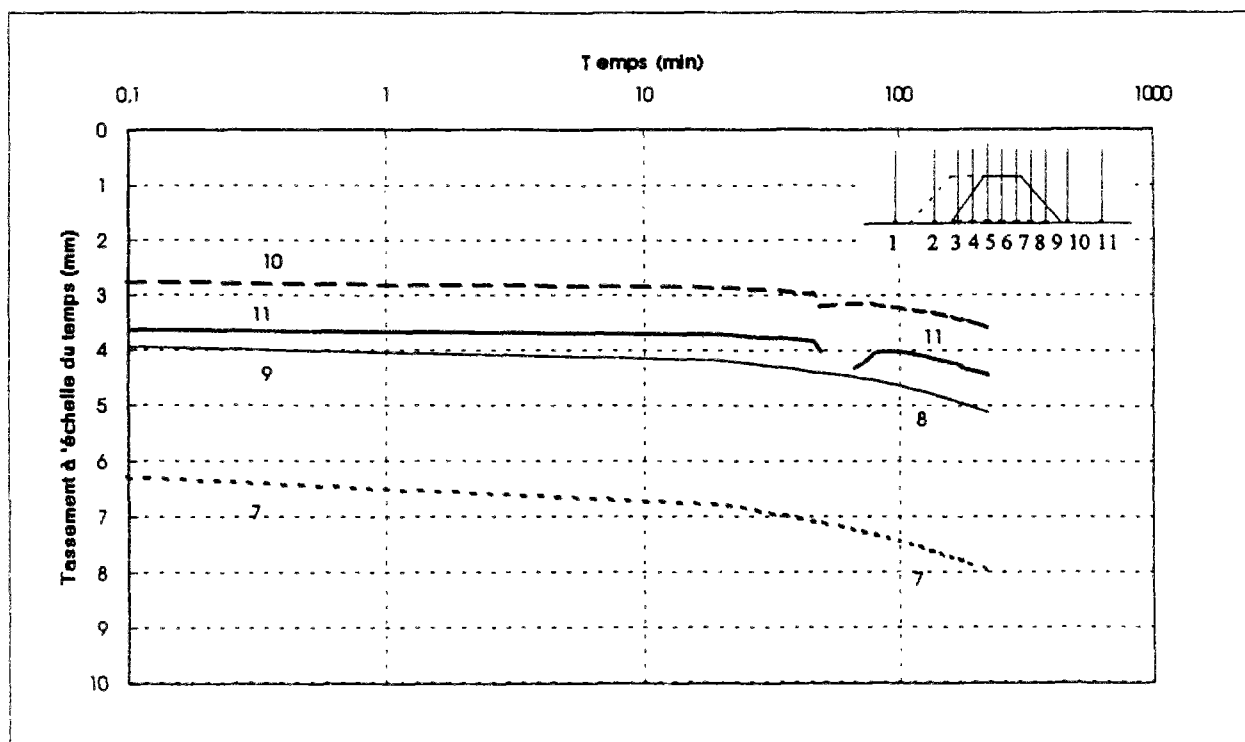
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du temps (essai 7).



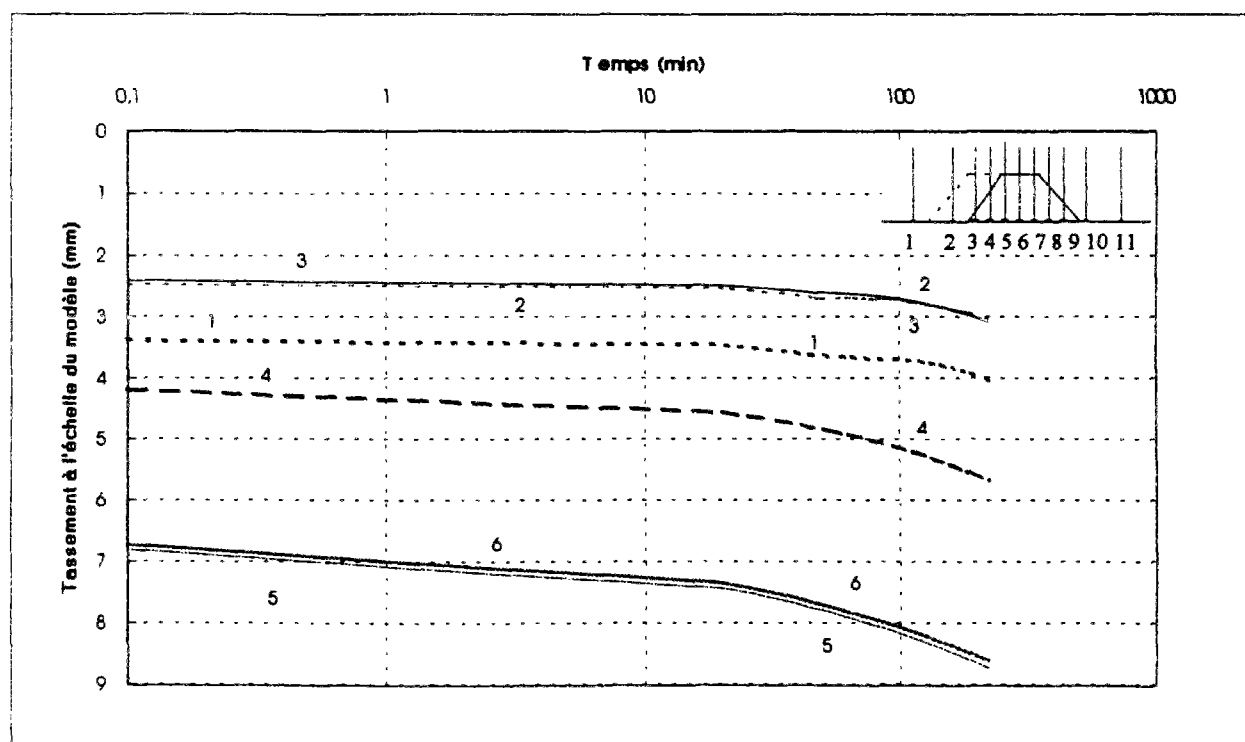
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du logarithme du temps (essai 4).
(l'origine des temps est fixée au début de la construction du remblai principal)



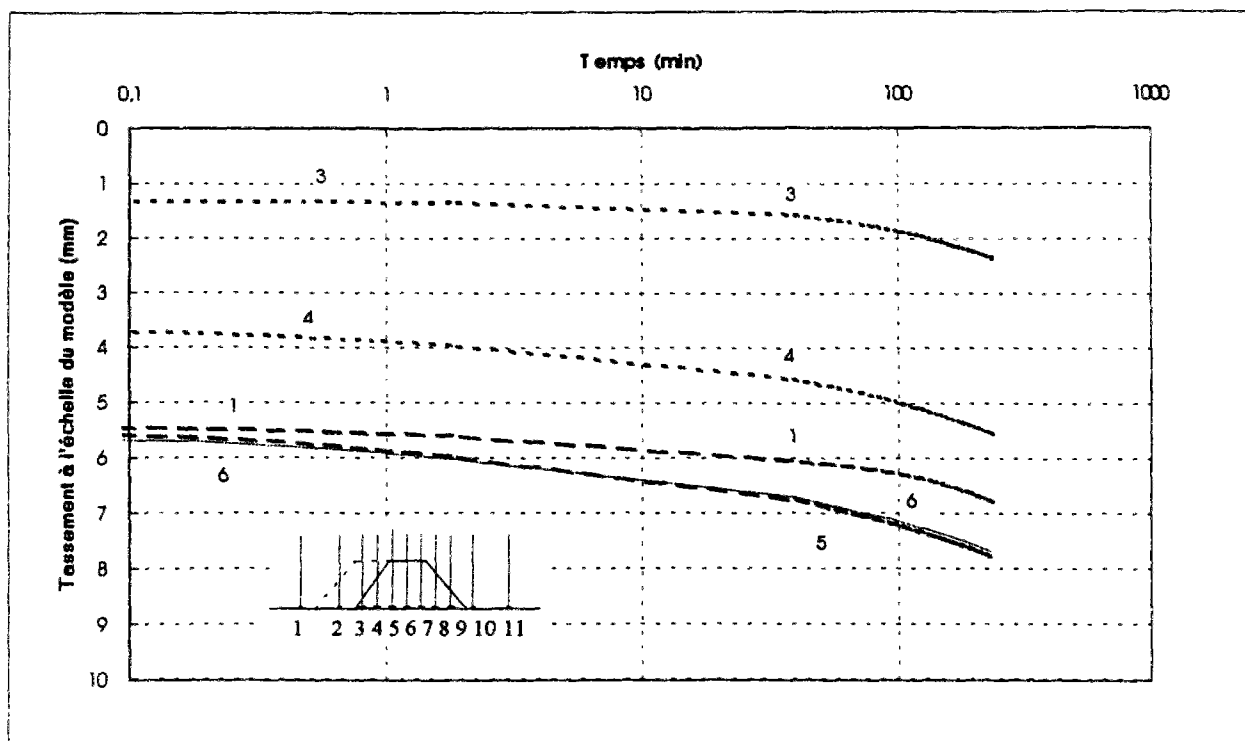
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du logarithme du temps (essai 4).
(l'origine des temps est fixée au début de la construction du remblai principal)



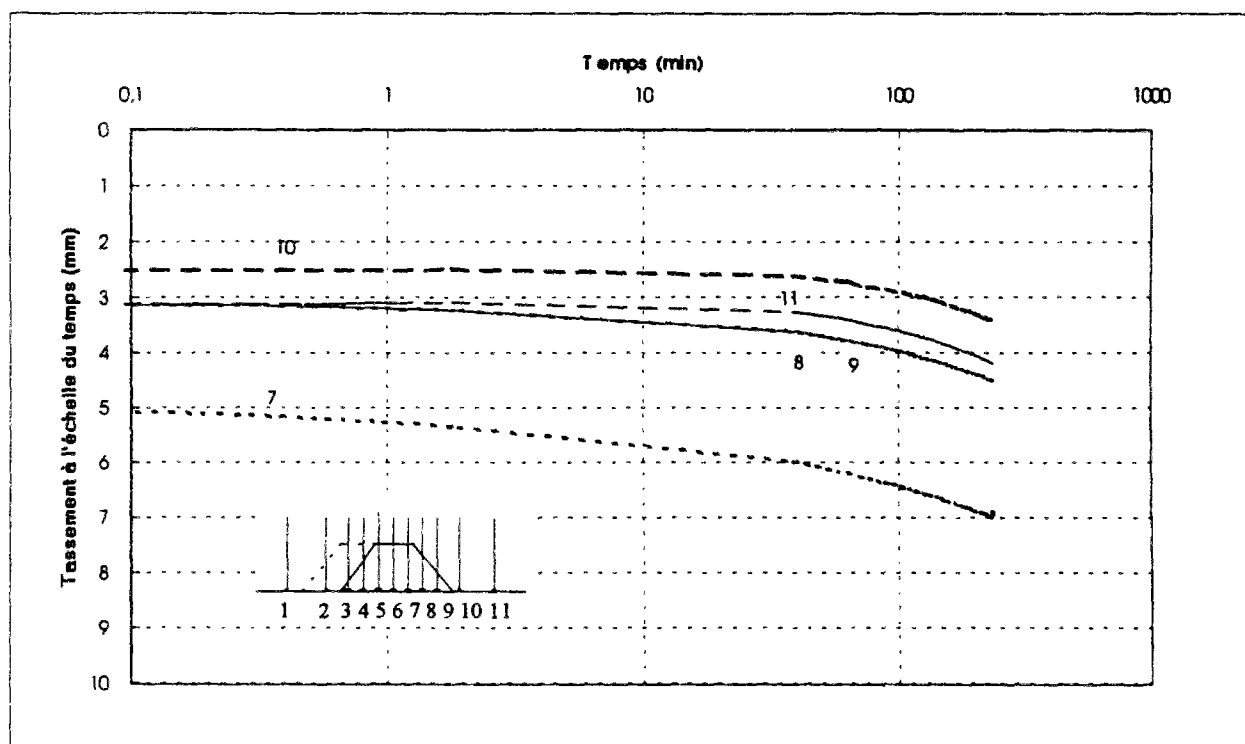
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du logarithme du temps (essai 6).
(l'origine des temps est fixée au début de la construction du remblai principal)



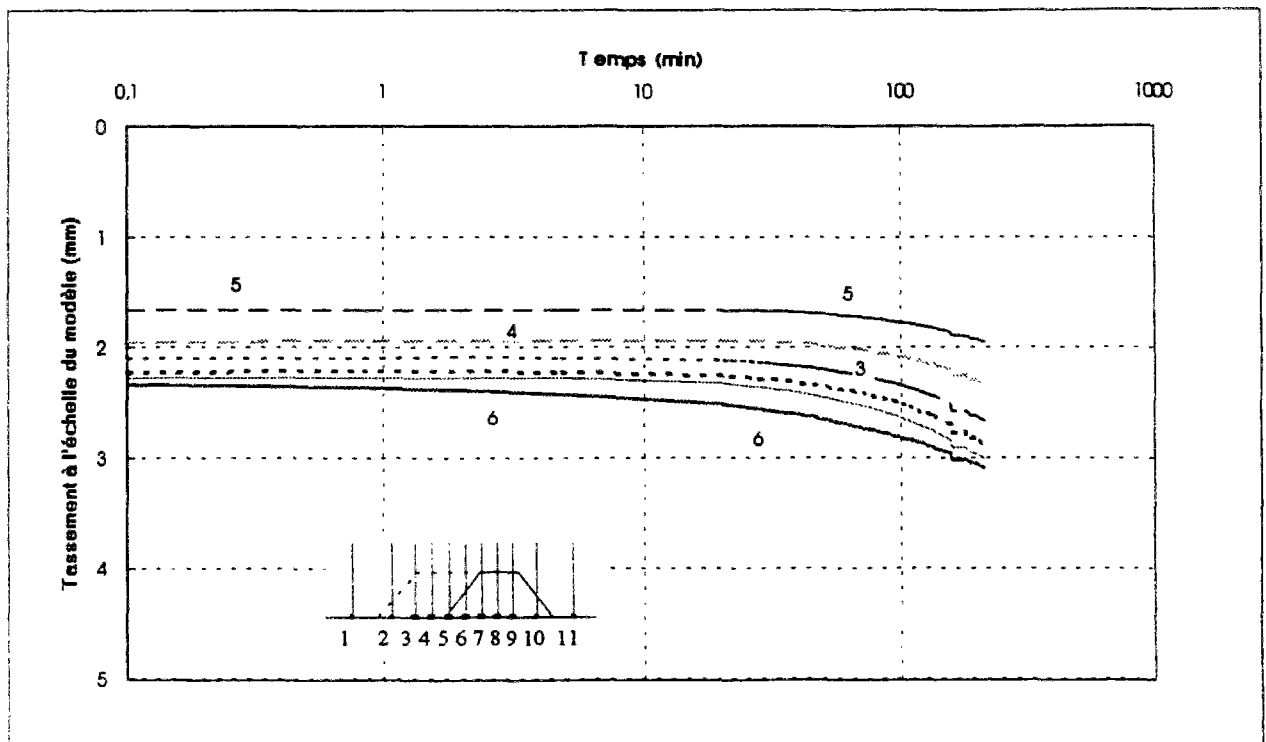
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du logarithme du temps (essai 6).
(l'origine des temps est fixée au début de la construction du remblai principal)



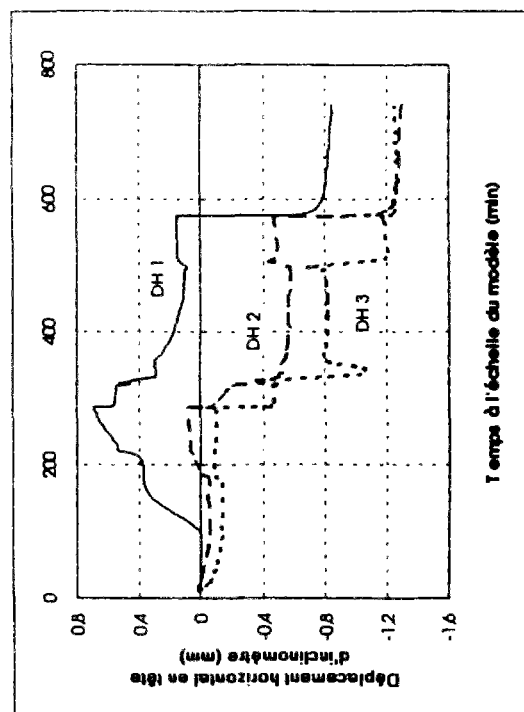
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du logarithme du temps (essai 7).
(l'origine des temps est fixée au début de la construction du remblai principal)



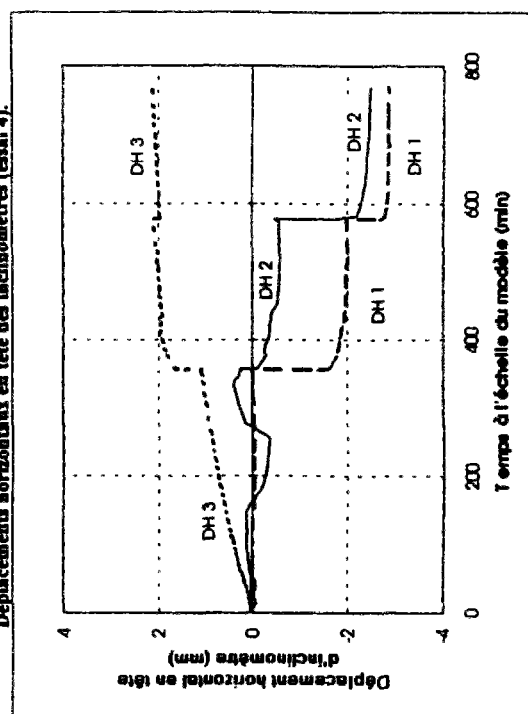
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du logarithme du temps (essai 7).
(l'origine des temps est fixée au début de la construction du remblai principal)



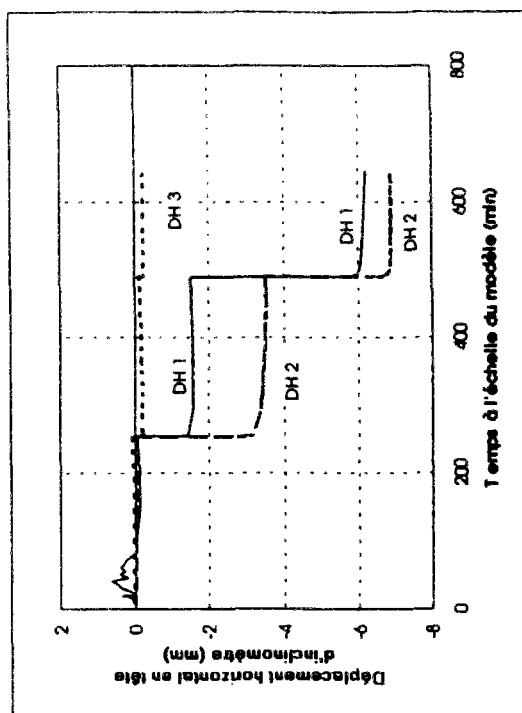
Déplacements des capteurs verticaux en fonction du logarithme du temps (essai 5).
 (l'origine des temps est fixée au début de la construction du remblai principal)



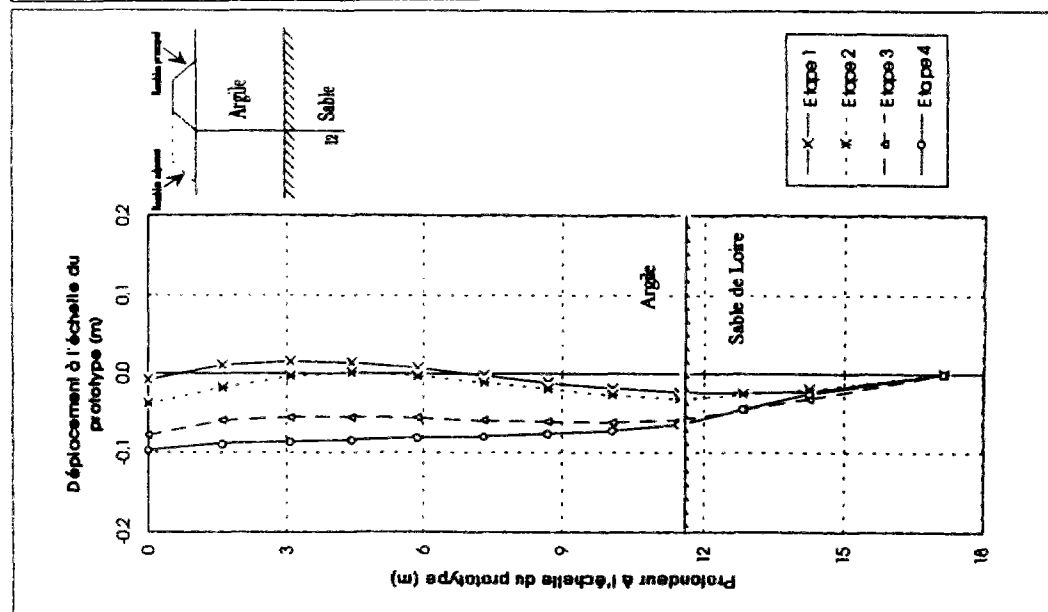
Déplacements horizontaux en tête des inclinomètres (essai 4).



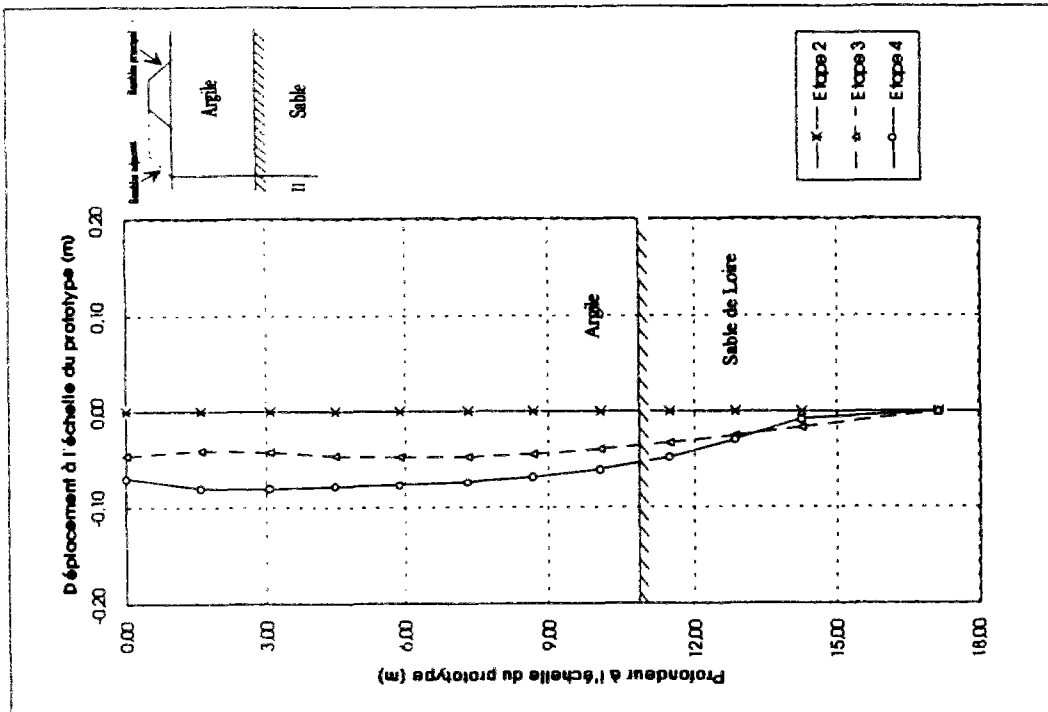
Déplacements horizontaux en tête des inclinomètres (essai 6).



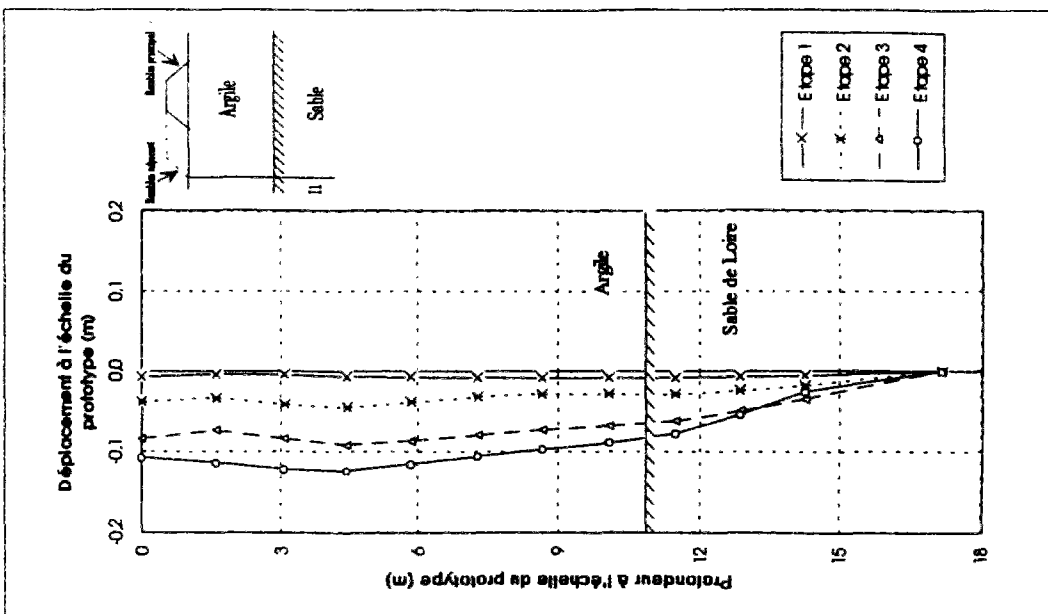
Déplacements horizontaux en tête des inclinomètres (essai 7).



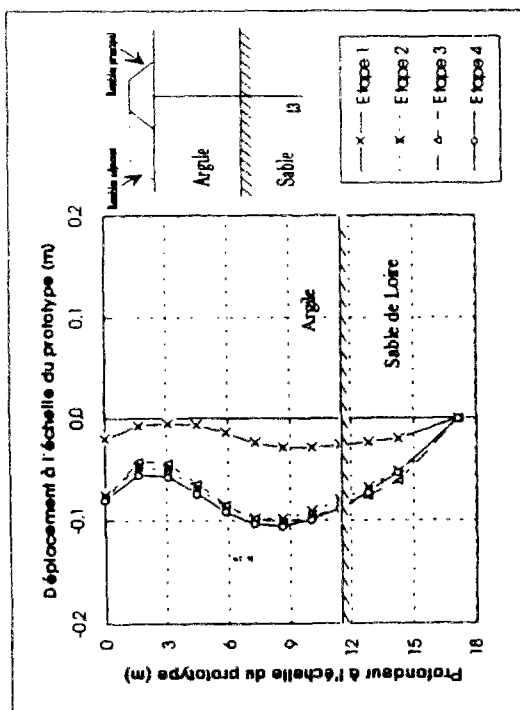
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 12 en pied du remblai adjacent (essai n° 4). (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 11 en pied du remblai adjacent (essai n° 4) après construction du remblai adjacent.



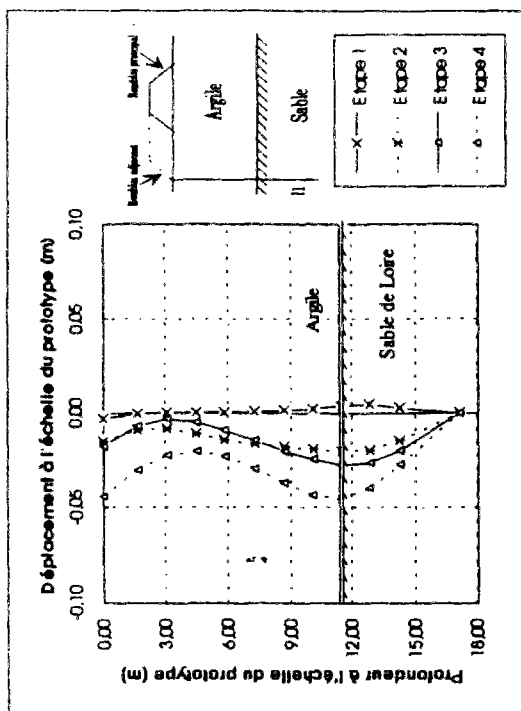
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 11 en pied du remblai adjacent (essai n° 4). (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 13 en pied du remblai adjacent (essai n° 4)
(l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



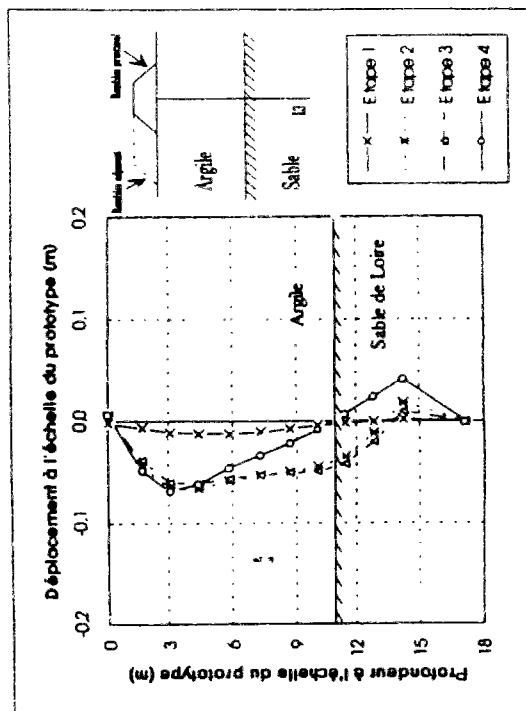
Vue de la déformée de l'inclinomètre 13 à la fin de l'essai (essai 4).



Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 11 en pied du remblai adjacent (essai n° 5)
(l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



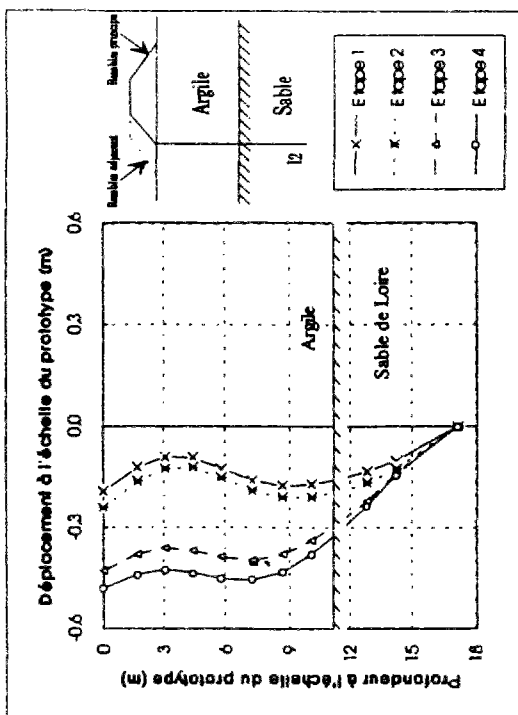
Vue de la déformée de l'inclinomètre 11 à la fin de l'essai (essai 5).



Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 13 en pied du remblai adjacent (essai n° 5). (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



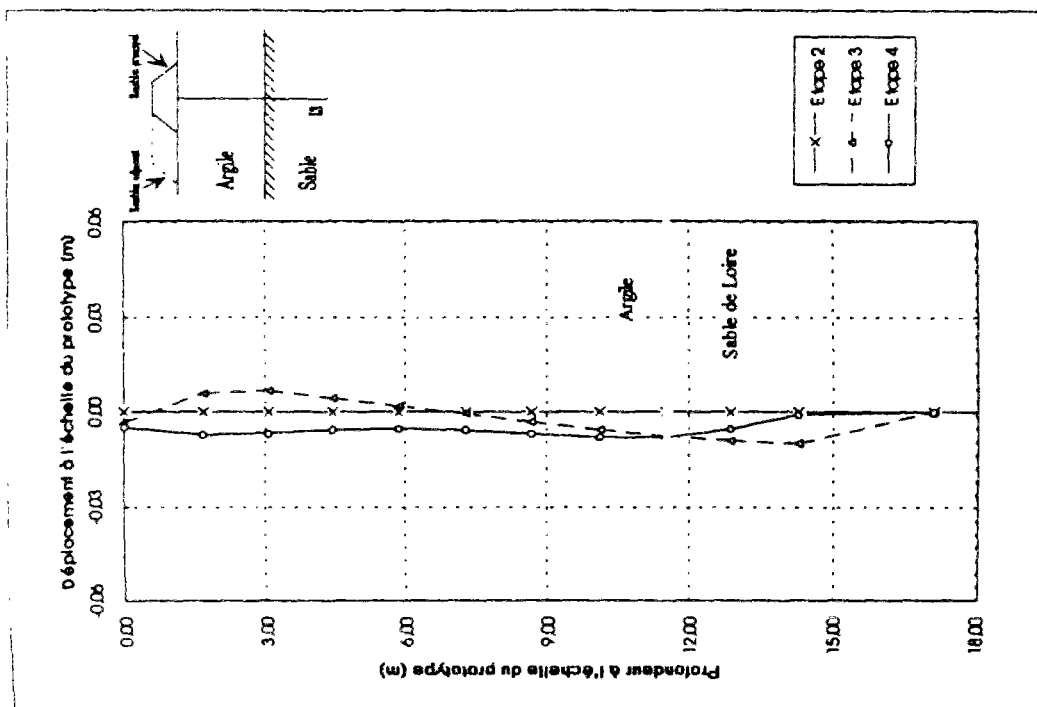
Vue de la déformée de l'inclinomètre 13 à la fin de l'essai (essai 5).



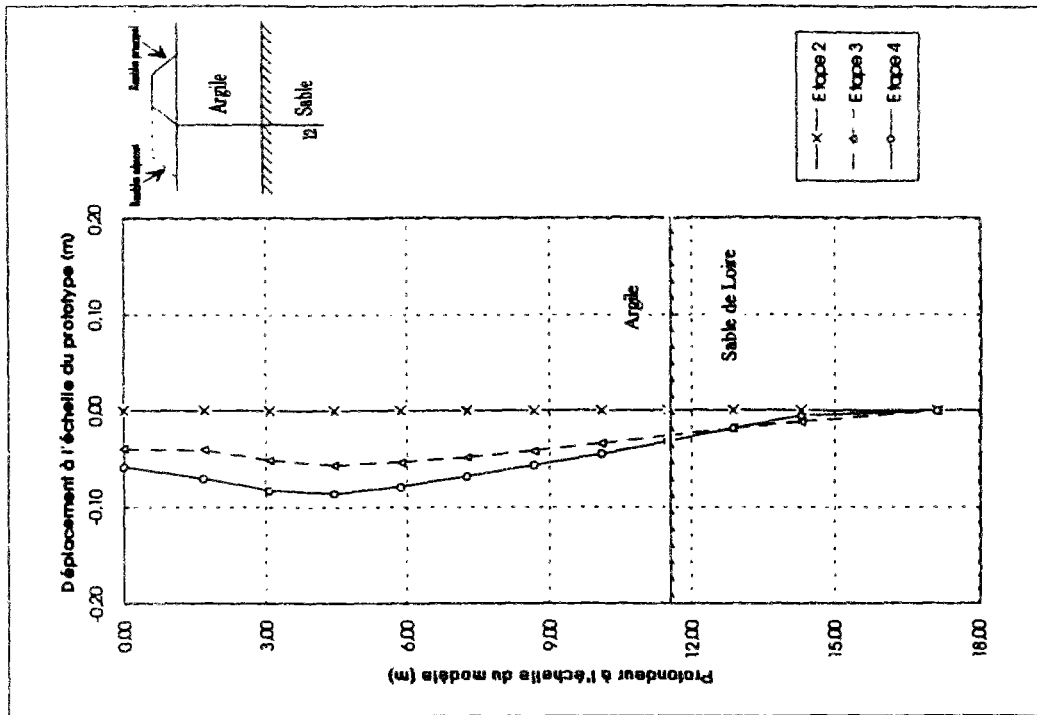
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 12 en pied du remblai adjacent (essai n° 7). (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



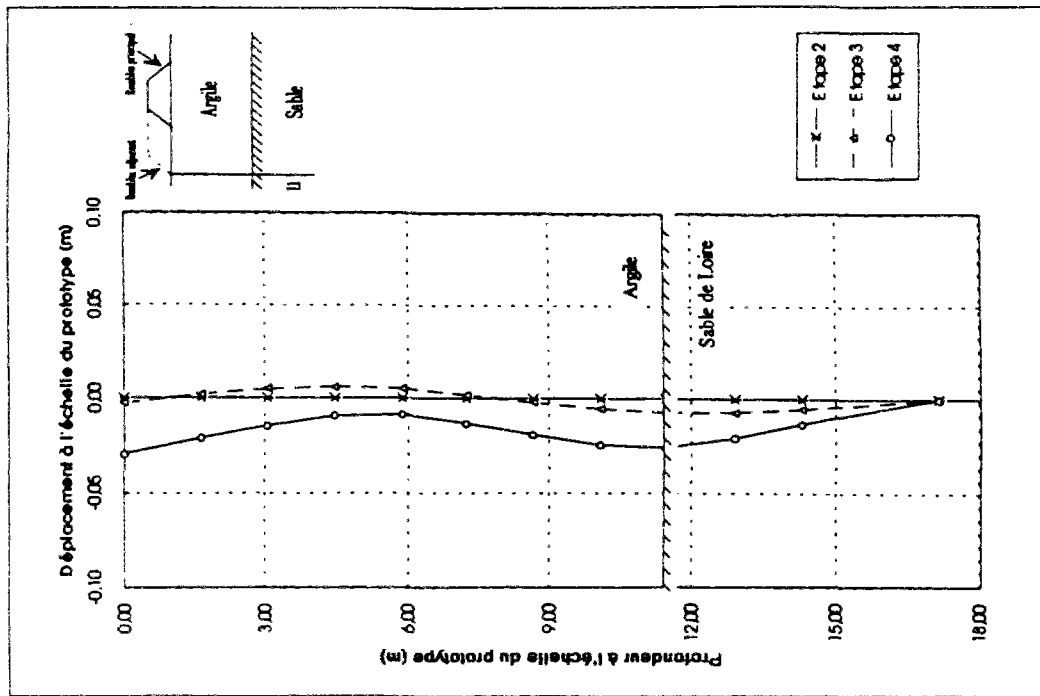
Vue de la déformée de l'inclinomètre 12 à la fin de l'essai (essai 7).



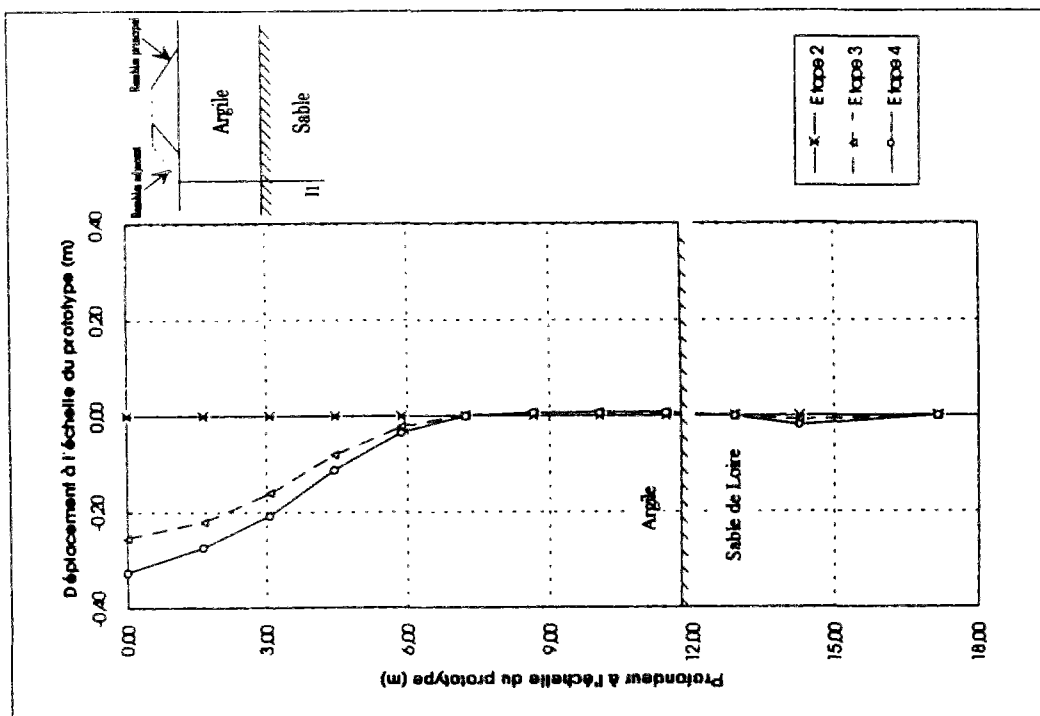
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 13 au pied du remblai adjoint (essai n° 4) après construction du remblai adjoint.



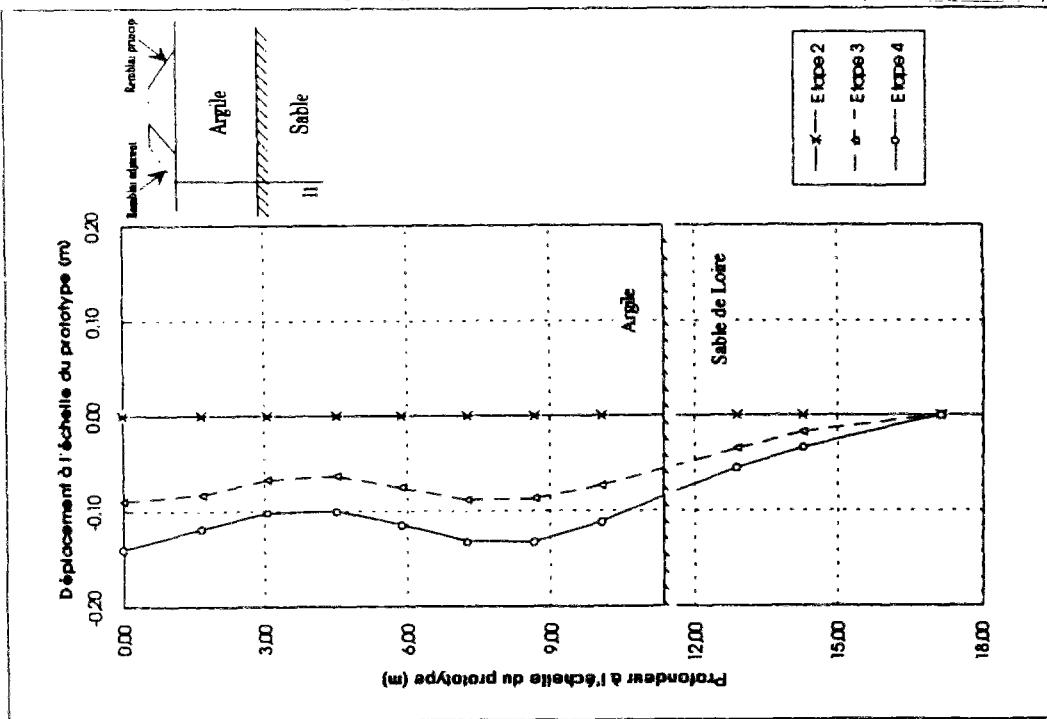
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 12 au pied du remblai adjoint (essai n° 4) après construction du remblai adjoint.



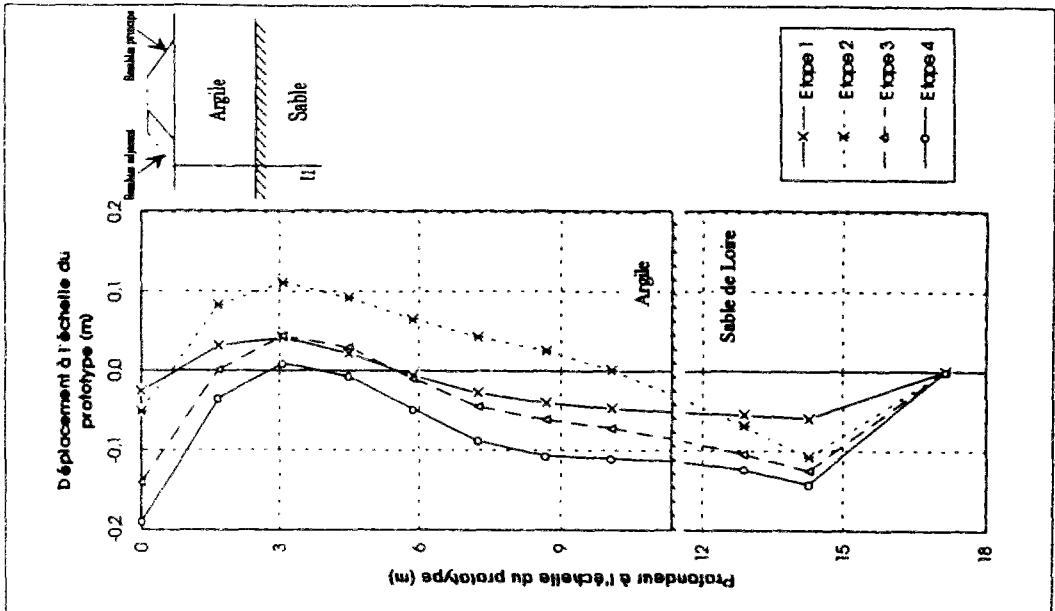
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre II en pied du remblai adjoint (essai n° 5) après construction du remblai adjoint.



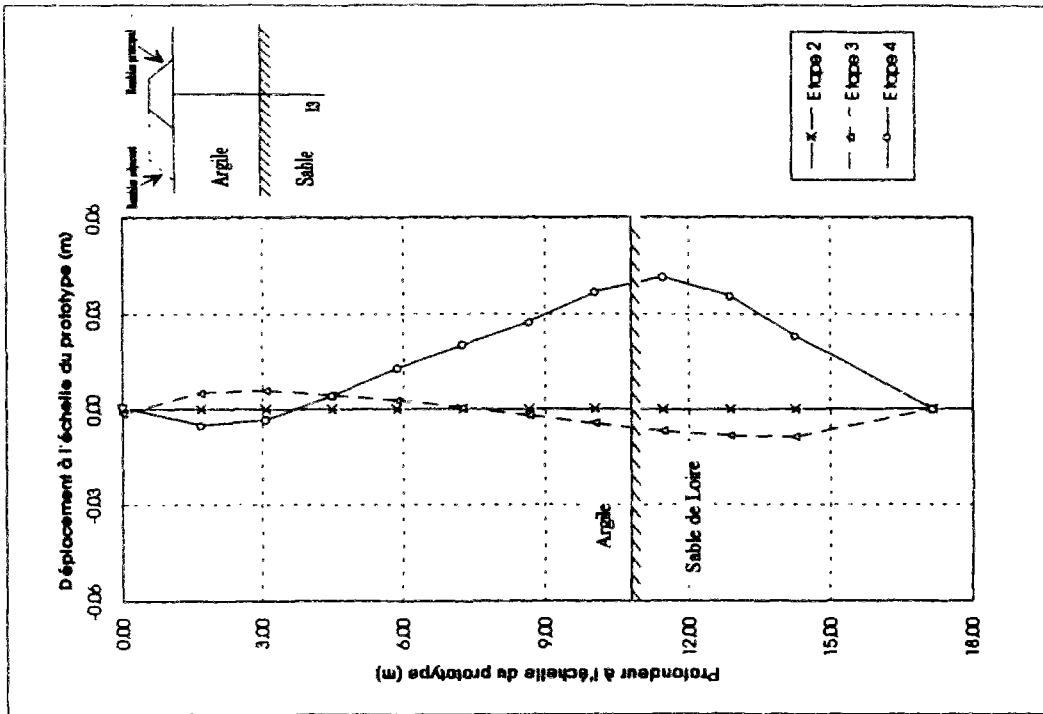
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre II en pied du remblai adjoint (essai n° 7) après construction du remblai adjoint.



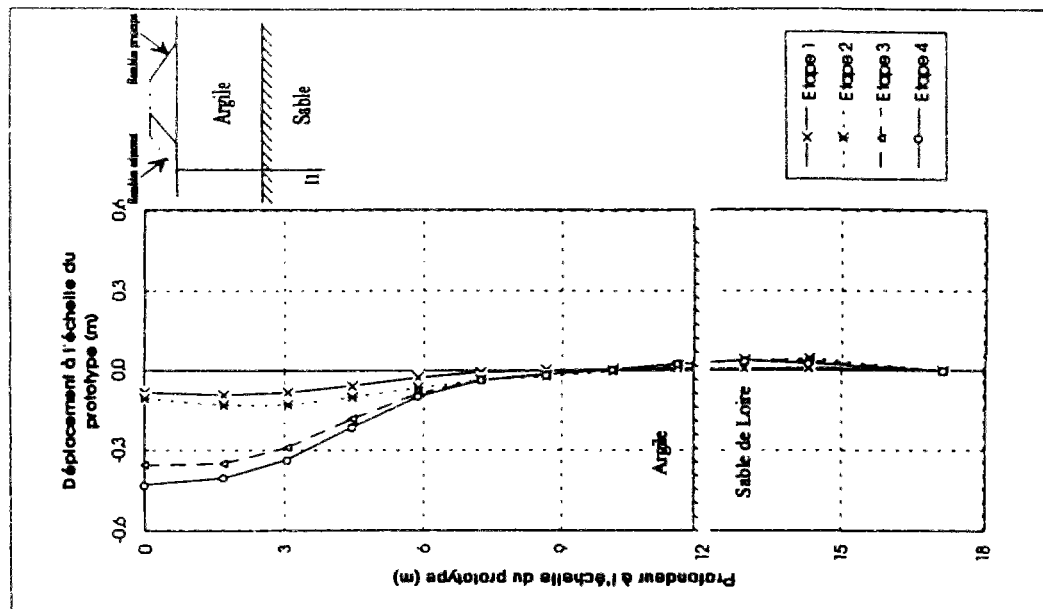
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre II en pied du remblai adjacent (essai n° 6) après construction du remblai adjacent.



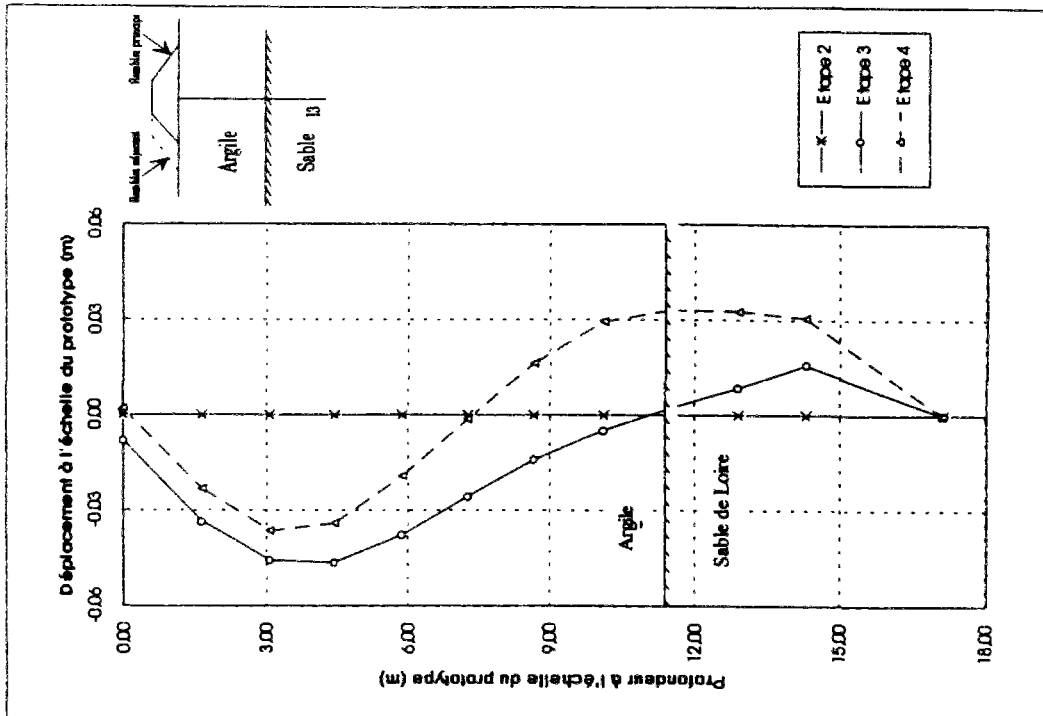
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre II en pied du remblai adjacent (essai n° 6). (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



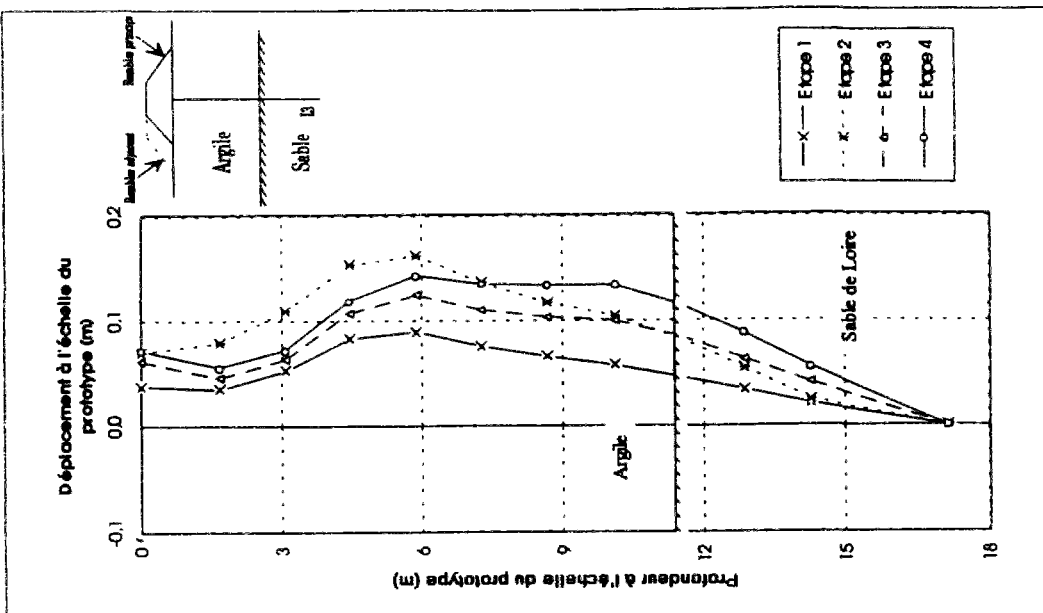
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I3 en pied du remblai adjacent (essai n° 5) après construction du remblai adjacent.



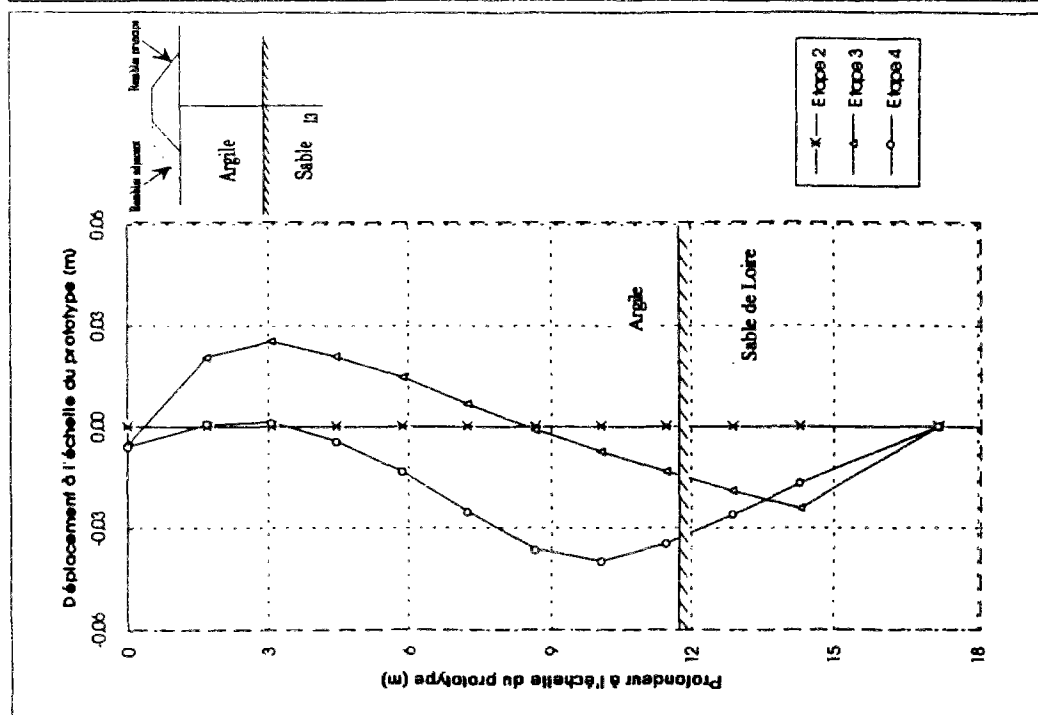
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre II en pied du remblai adjacent (essai n° 7). (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



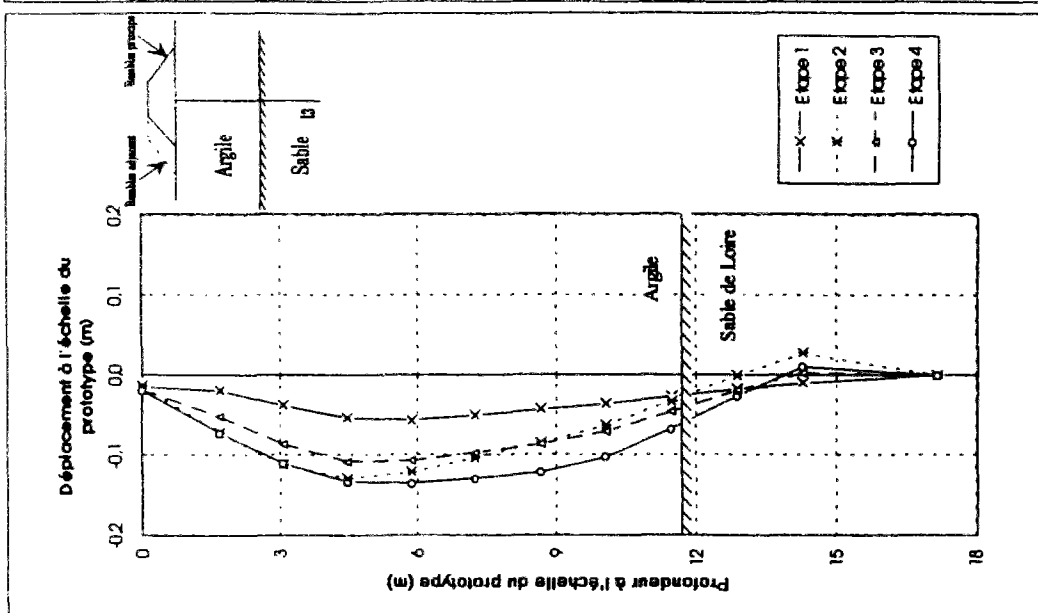
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre III en pied du remblai adjacent (essai n° 6) après construction du remblai adjacent.



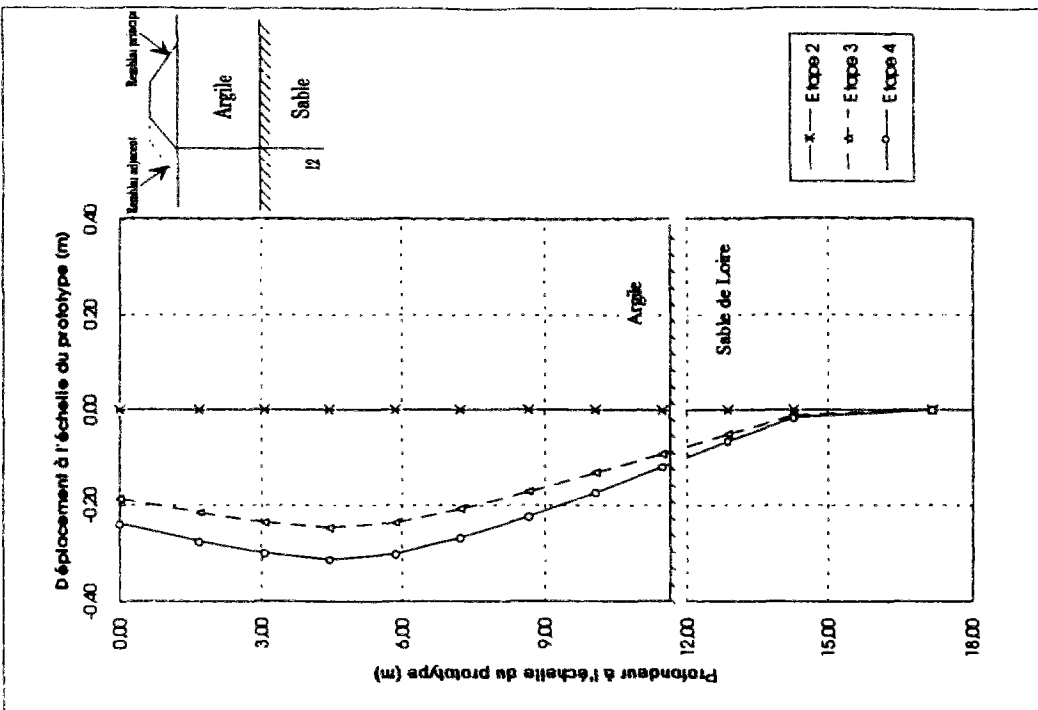
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre I3 en pied du remblai adjacent (essai n° 6). (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



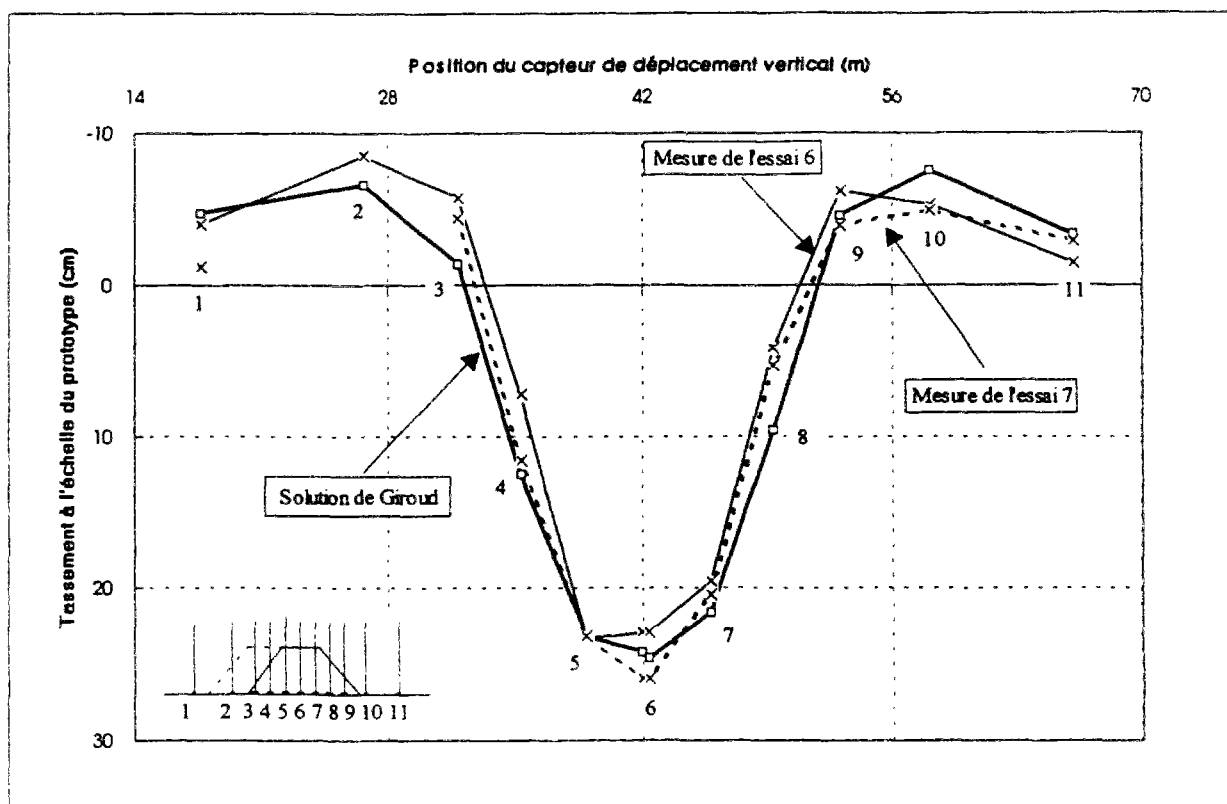
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 13 en pied du remblai adjacent (essai n° 7) après construction du remblai adjacent.



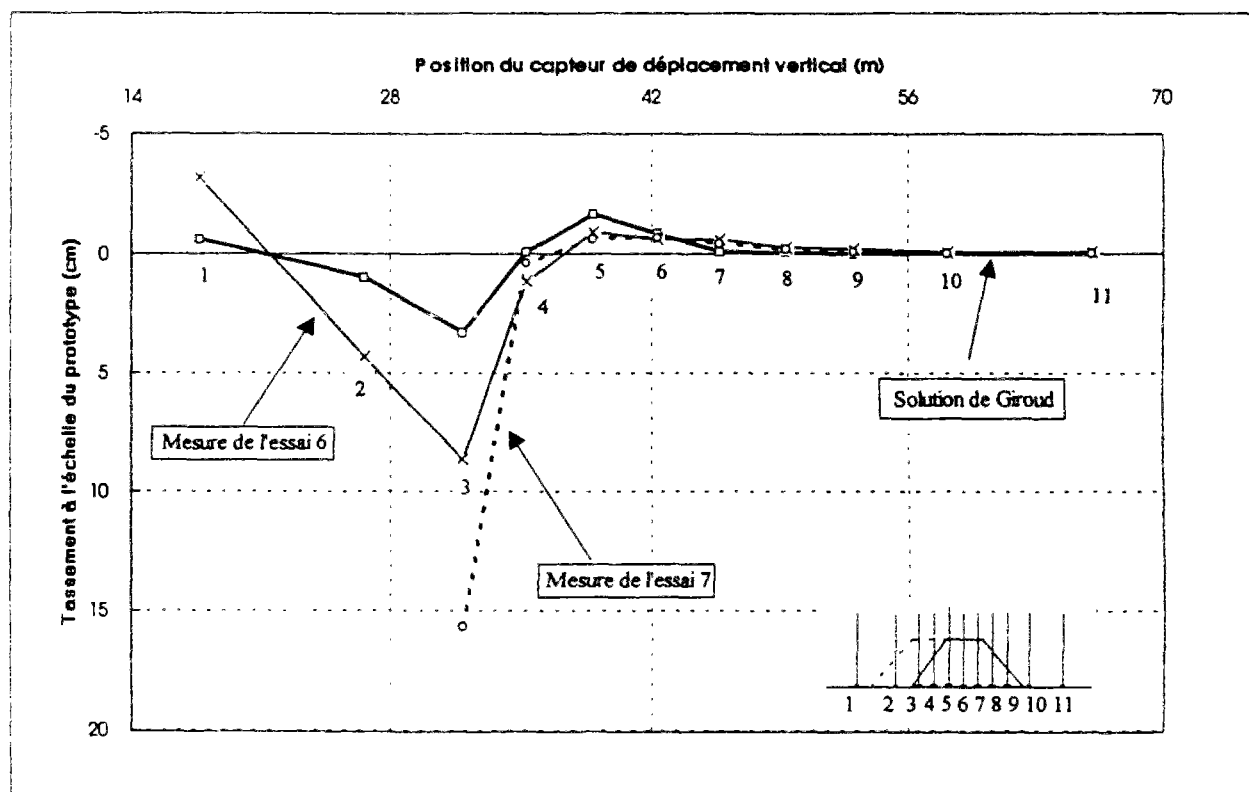
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 13 en pied du remblai adjacent (essai n°7). (l'origine des temps est fixée à la fin de la consolidation du sol sous son poids propre)



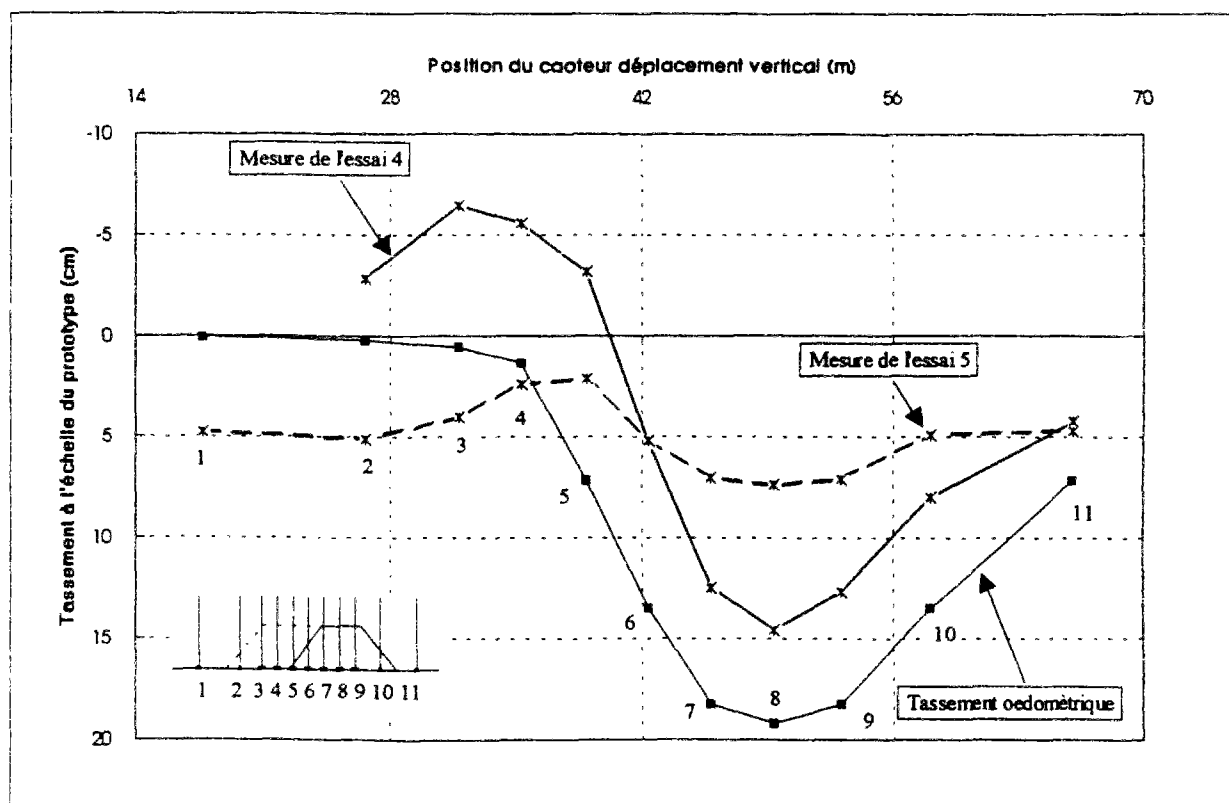
Déplacement horizontal en fonction du temps de l'inclinomètre 12 en pied du remblai adjacent (essai n° 7) après construction du remblai adjacent.



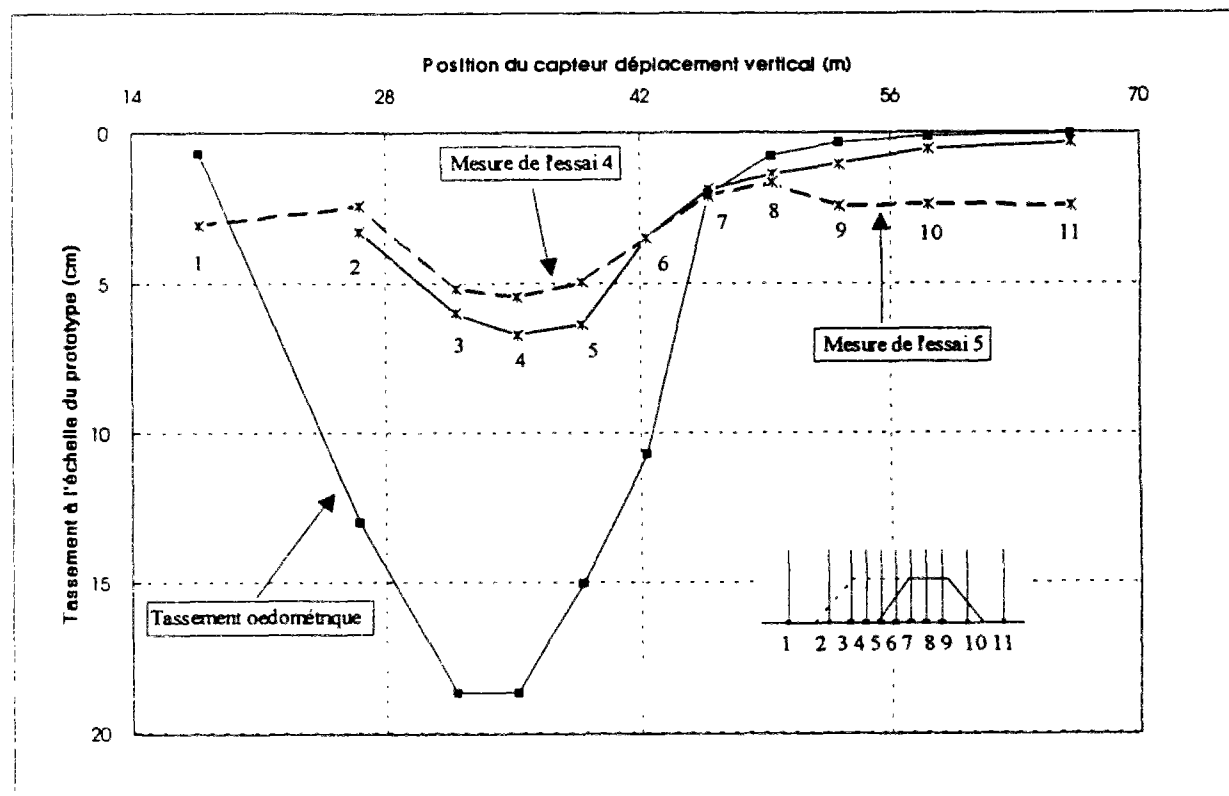
Comparaison des tassements immédiats mesurés à ceux déduits de l'abaque de Giroud sous l'effet du remblai principal.



Comparaison des tassements immédiats mesurés à ceux déduits de l'abaque de Giroud sous l'effet du remblai adjacent.



Comparaison des tassements de consolidation mesurés et calculés par la méthode oedométrique sous l'effet du remblai principal.



Comparaison des tassements de consolidation mesurés et calculés par la méthode oedométrique sous l'effet du remblai adjacent.

Annexe III-F PRESSIONS INTERSTITIELLES NÉGATIVES

Pressions interstitielles

A la fin de la consolidation à 1g, on obtient un massif d'argile consolidé sous une contrainte uniforme $\sigma = q$ constante sur toute la hauteur. Une fois le sol déchargé et après une période de gonflement de 1 à 3 jours, apparaît un phénomène de pressions négatives voir de succion en cas de cavitation au sein du massif dont on ne connaît pas l'allure (figure 1). Le déchargement du massif, en fin de consolidation en laboratoire, implique une dépression rapide et brutale des pressions de consolidation, créant ainsi des suctions au sein du massif. Une fois le modèle sur la nacelle de la centrifugeuse, on applique l'accélération centrifuge N g où N est égale à 70. Le sol se trouve soumis à son poids propre et la distribution des pressions interstitielles prennent une allure triangulaire avec une valeur nulle en surface et une valeur maximale au bas du massif de $n \gamma_{sat} h$, que vient modifier le phénomène de succion. Il en résulte une allure des pressions interstitielles différente de ce qu'on observe sur le terrain, créant ainsi en surface et jusqu'à une profondeur critique Z_c non connue un phénomène de gonflement. Ce phénomène a été par ailleurs constaté par l'équipe de recherche de l'Université de Cambridge et a fait l'objet d'une publication par Bolton et al. (1993).

A l'issue de l'instrumentation et ce juste avant la centrifugation, on alimente en surface le massif d'argile d'une mince pellicule d'eau. Il s'ensuit que le tassement relevé en surface, lors de la reconsolidation en centrifugeuse du massif d'argile sous son poids propre, est la somme de deux mouvements : un gonflement en surface et un tassement de compression plus important au delà de la profondeur critique.

Les pressions interstitielles doivent tendre vers la position d'équilibre, qui correspond à la droite joignant les valeurs imposées aux frontières, mais ce n'est pas le cas pour la sonde de pression interstitielle 4 (figure 2). Les capteurs de pressions interstitielles donnent des valeurs négatives avant la montée en g. En effet la procédure d'étalonnage ne permettait pas d'avoir les pressions absolues.

D'après le principe des contraintes effectives, les contraintes totales σ sous champ gravitationnel terrestre et sous accélération centrifuge sont égales respectivement à :

$$\text{Etat initial (1g)} \quad \gamma_{sat} z_m = \sigma'_1 + u_1 \quad (1)$$

$$\text{Etat final à N g} \quad N \gamma_{sat} z_m = \sigma'_0 + u_{0g} \quad (2)$$

La variation de contrainte totale entre les deux états, en supposant que l'augmentation des forces de volume est entièrement reprise par l'eau dans un premier temps ($\sigma'_1 = \sigma'_{0g}$), conduit à :

$$(N - 1) \gamma_{sat} z_m = \Delta u = u_{0g} - u_1 \quad (3)$$

La variation de pression interstitielle ($u_{0g} - u_1$) déduite des mesures est comparée à la quantité calculée $[(N - 1) \gamma_{sat} z_m]$ dans le tableau 1

Tableau 1 : Comparaison des mesures et du calcul pour les sondes P.I.

		Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7
1	u_1 (kPa)	1,9	-7,16	-7,6	2,4
	u_{0g} (kPa)	96,92	109,22	107,07	149,7
	z_m (cm)	7	8,4	8,3	10,8
	$69 \gamma_{sat} z_m$ (kPa)	83,08	99,69	98,5	128,2
	Δ (kPa)	11,94	16,69	16,15	19,1
2	u_1 (kPa)	-44,33	-54,61	-47,29	-50,1
	u_{0g} (kPa)	88,17	40,68	96,74	113,1
	z_m (cm)	11	11,6	12	13,4
	$69 \gamma_{sat} z_m$ (kPa)	130,55	137,67	142,42	159
	Δ (kPa)	1,95	-42,38	1,61	4,2
3	u_1 (kPa)	1,5	-12,39	6,6	-2,2
	u_{0g} (kPa)	97,14	83,61	107,07	139,1
	z_m (cm)	7	8,4	8,3	10,8
	$69 \gamma_{sat} z_m$ (kPa)	83,08	99,69	98,5	128,2
	Δ (kPa)	12,56	-3,69	16,15	13,1
4	u_1 (kPa)	-65,44	-95,52	-75,86	-68,1
	u_{0g} (kPa)	30,39	29,93	34,7	73,7
	z_m (cm)	7	8,4	8,3	10,8
	$69 \gamma_{sat} z_m$ (kPa)	83,08	99,69	98,5	128,2
	Δ (kPa)	12,75	25,76	12,06	13,6
5	u_1 (kPa)	-45,64	-38,42	-15,3	-17,4
	u_{0g} (kPa)	-25,81	-1,7	41,02	20,8
	z_m (cm)	3	3,6	3,9	4,6
	$69 \gamma_{sat} z_m$ (kPa)	35,6	42,72	46,96	54,6
	Δ (kPa)	-15,6	-6	9,36	-17,6
<p>Notations</p> <p>u_1 : pression interstitielle initiale à 1 g ;</p> <p>u_{0g} : pression interstitielle à 70 g ;</p> <p>z_m : profondeur à l'échelle du modèle ;</p> <p>Δ : écart entre les surpressions interstitielles mesurée et calculée.</p> <p>$\Delta = (u_{0g} - u_1) - ((N - 1) \gamma_{sat} z_m)$</p>					

L'écart observé entre les valeurs initiales de pression interstitielle des sondes 1 et 4, pourtant placées à la même côte, pourrait s'expliquer par une désaturation des pierres poreuses et ou l'erreur induite par la procédure d'étalonnage lors de la conversion des valeurs électriques en valeurs physiques (le coefficient B de la conversion linéaire a été pris égale à zéro)

Les écarts entre les pressions interstitielles totales mesurées et calculées sont assez faibles, hormis celles relatives à la sonde 5 et la sonde 2 pour l'essai 5, à la sonde 5 pour l'essai 4 et à la sonde 5 pour l'essai 7. Ces écarts sont dus en partie aux imprécisions des mesures et aux hypothèses faites : matériau parfaitement saturé, valeur du poids volumique saturé, désaturation des sondes

En effet, le massif argileux s'est probablement désaturé pendant la phase d'instrumentation du modèle qui dure 2 à 3 jours.

Les pressions interstitielles consignées dans les courbes ci-après sont obtenus de la relation linéaire reliant la grandeur électrique à la grandeur physique sous la forme

$$P = a v + b$$

avec

P	pression absolue ;
v	tension en volts ;
a, b	coefficients d'étalonnage.

La procédure d'étalonnage faite à l'époque n'a pas permis de déterminer le coefficient b (qui a été pris égal à zéro). Pour cela la section de mécanique des sols et centrifugeuse du LCPC à Nantes (Stéphane, mai 1995) a complété la procédure d'étalonnage des capteurs Druck pour mesurer des pressions absolues.

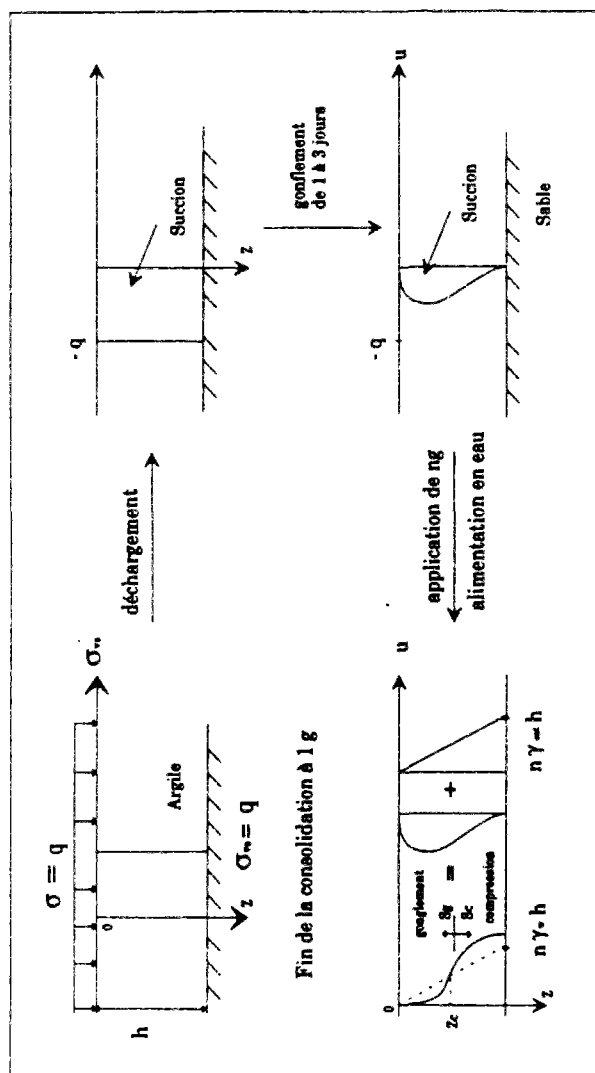


Figure 1 : Distribution des pressions interstitielles dans le modèle.

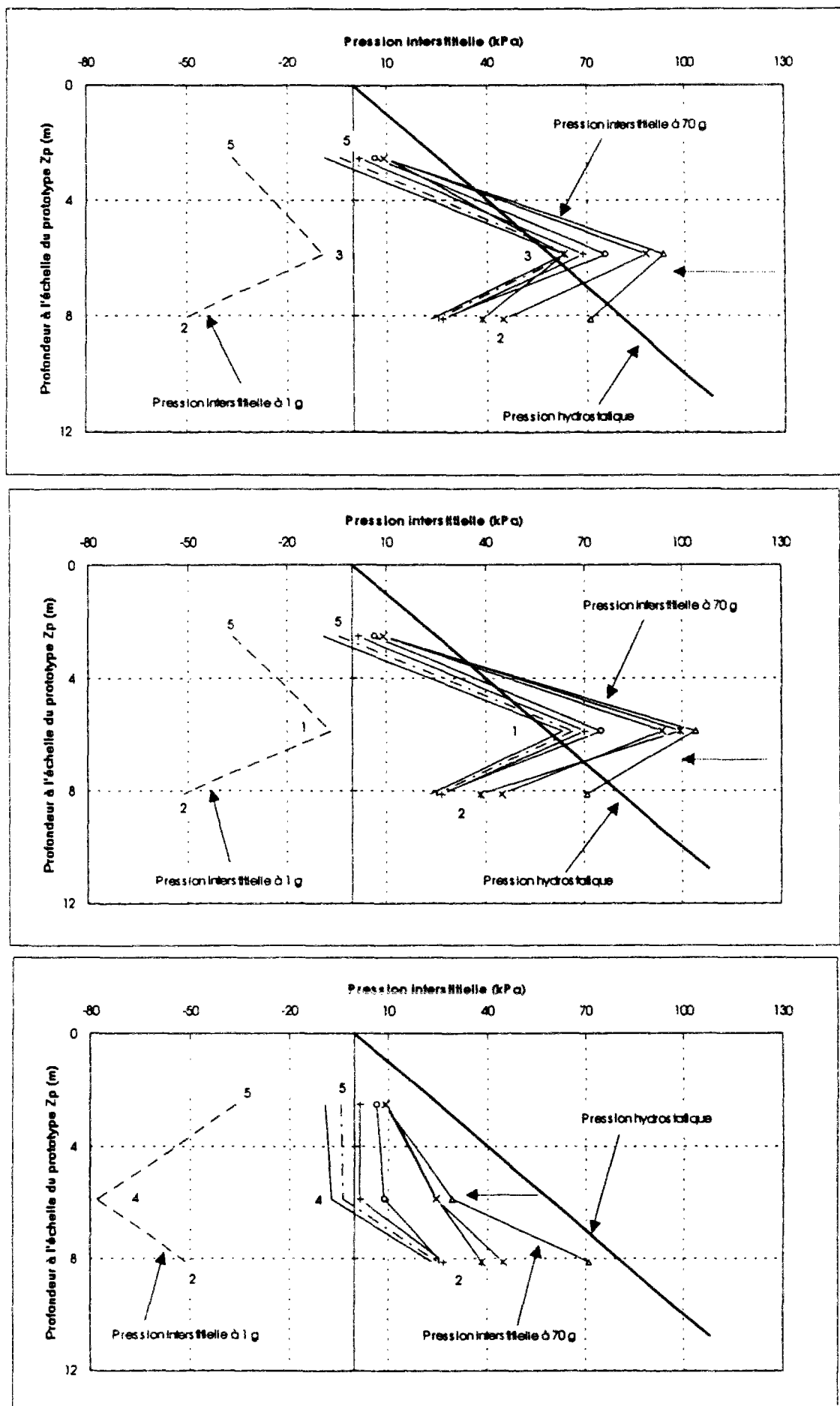
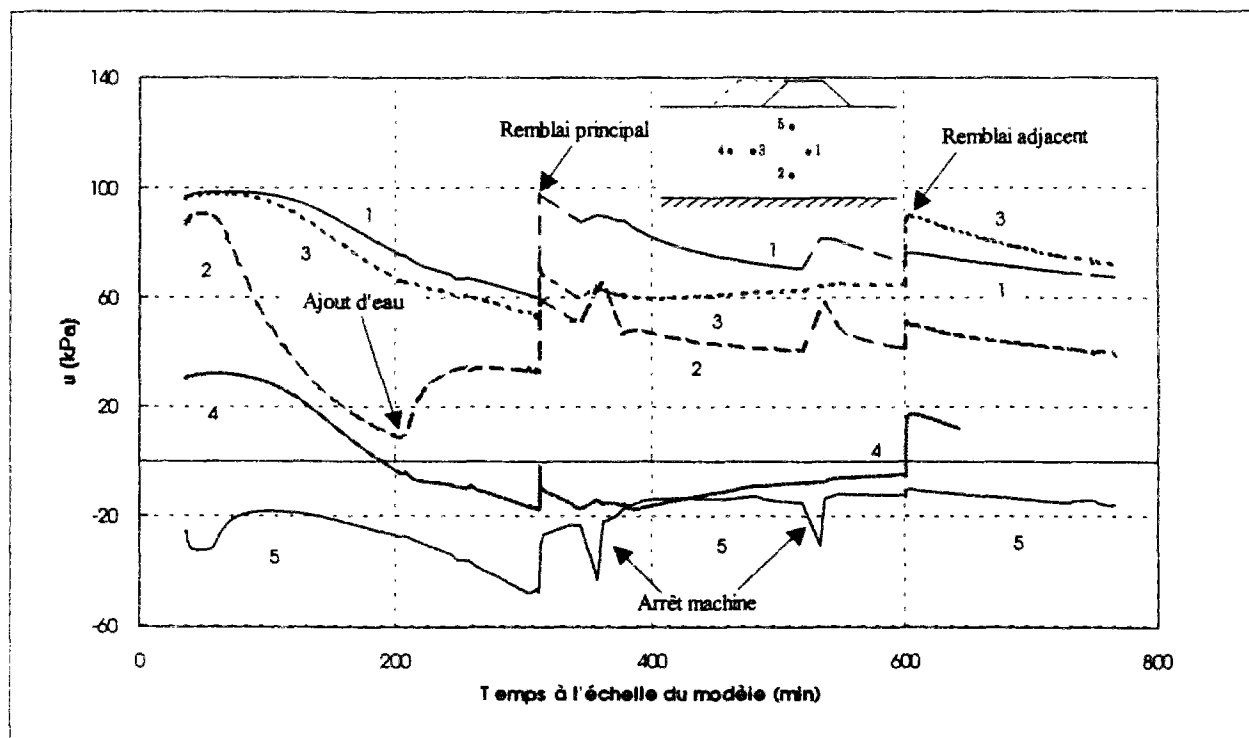
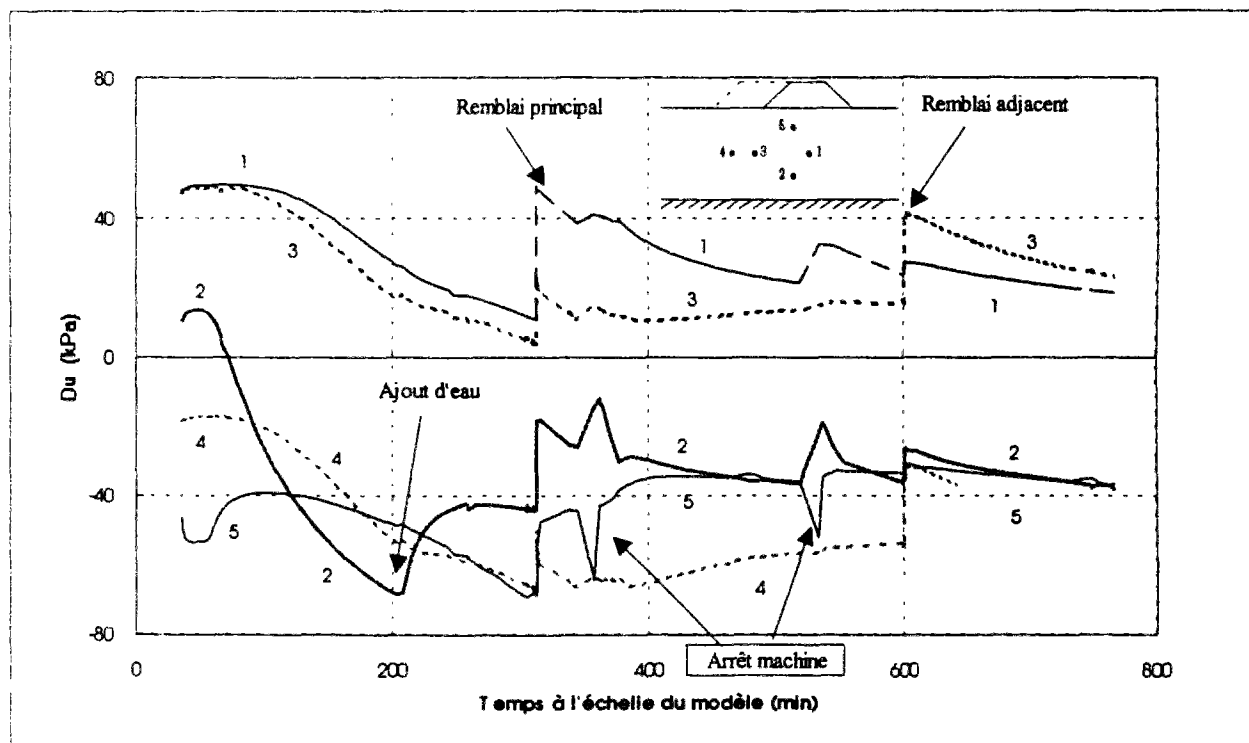


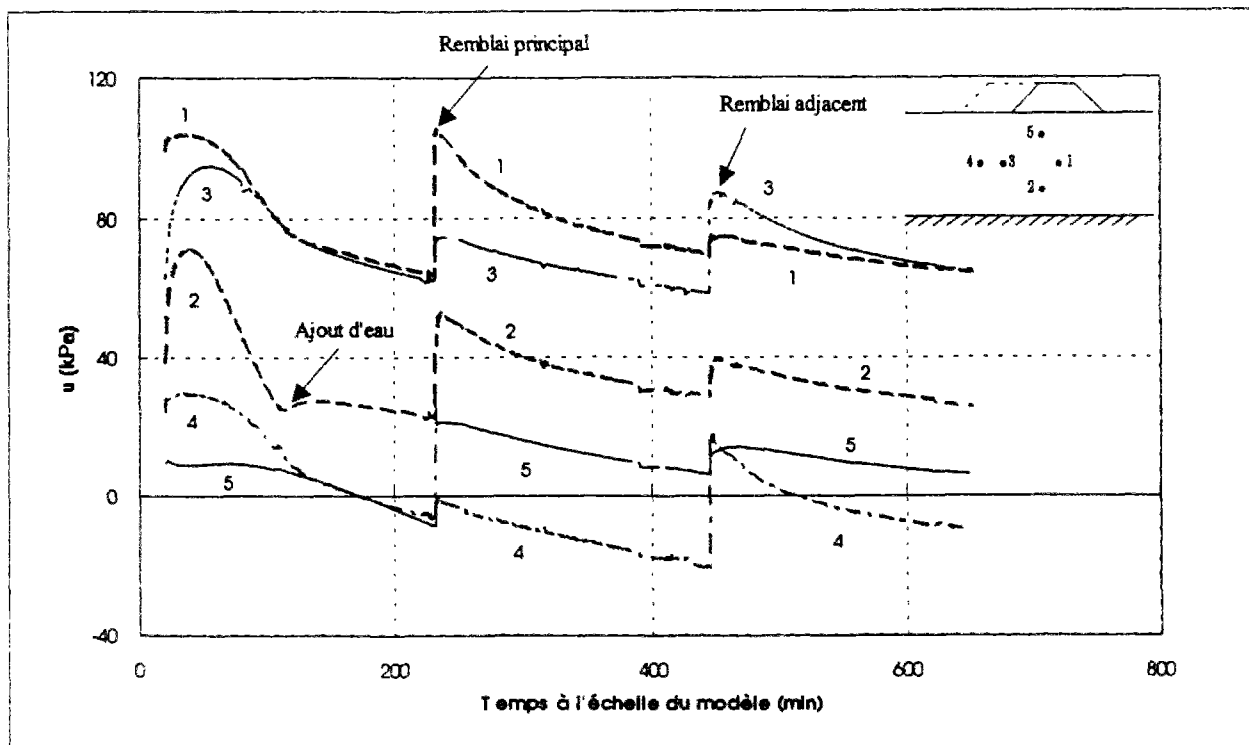
Figure 2 : Dissipation des pressions interstitielles (essai 5).



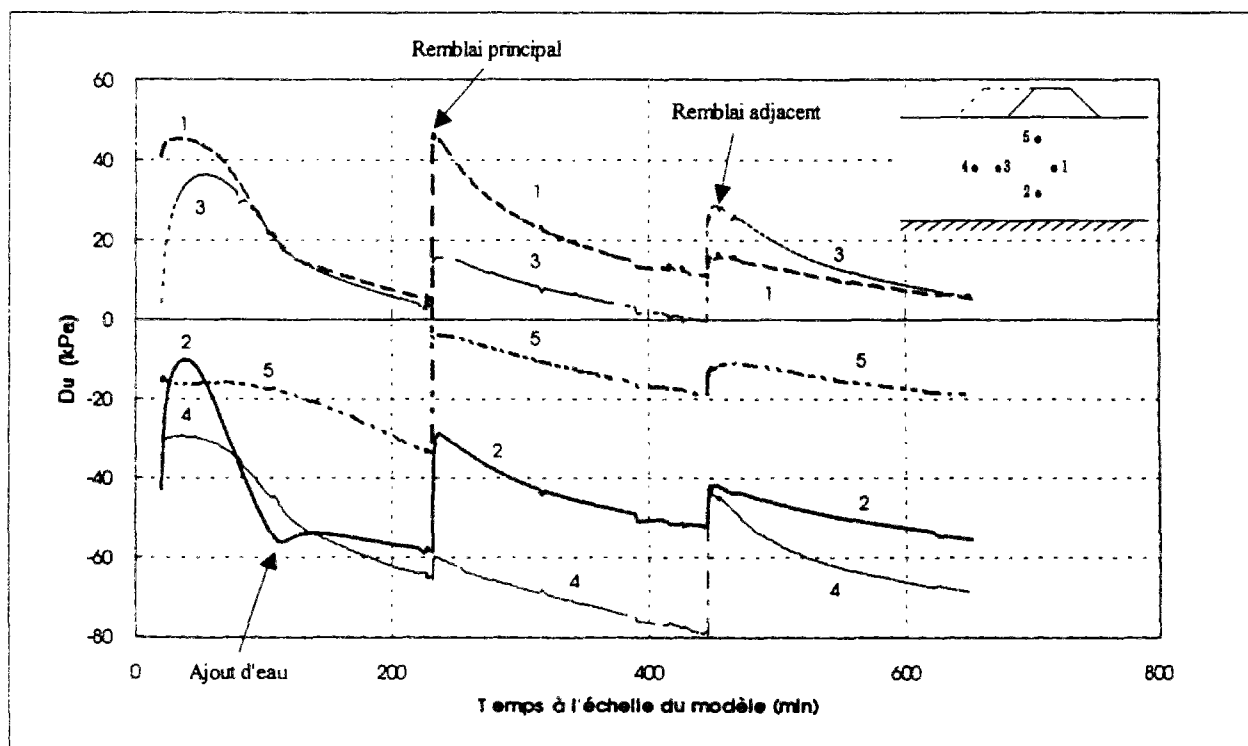
Evolution des pressions interstitielles en fonction du temps avec prise en compte de la pression interstitielle initiale (essai n° 4)



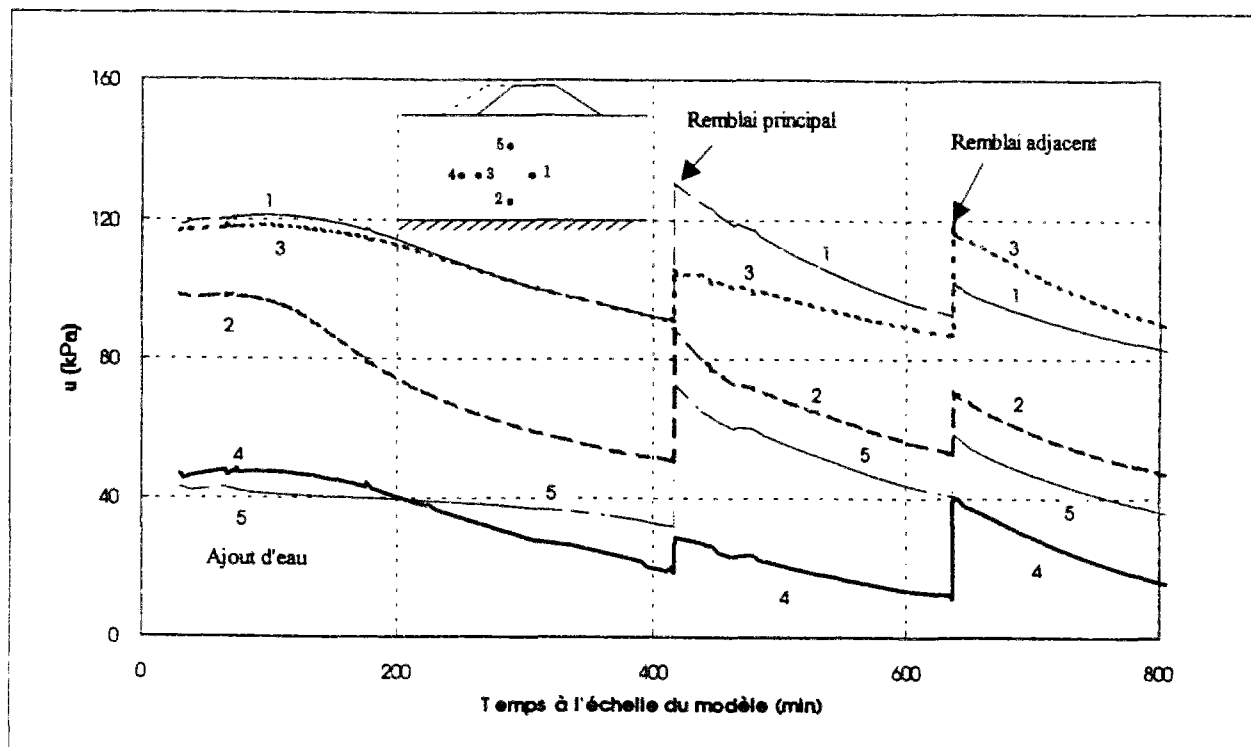
Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps avec prise en compte de la pression interstitielle initiale (essai n° 4)



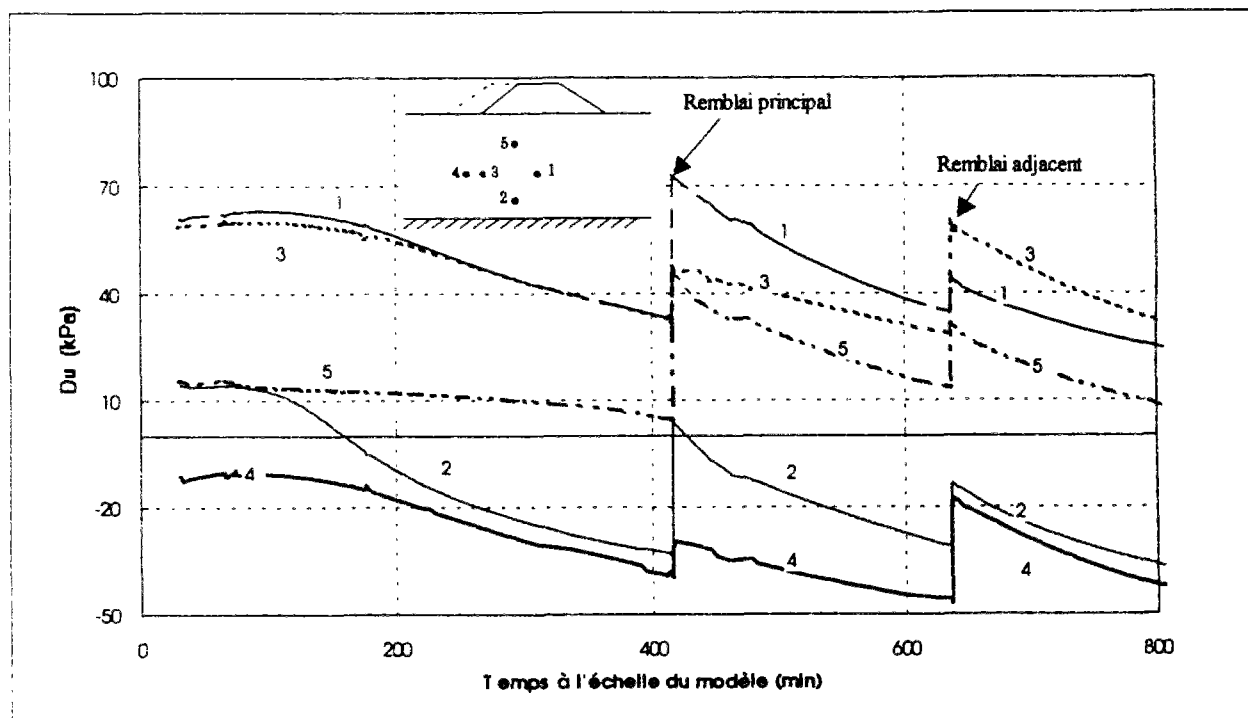
Evolution des pressions interstitielles en fonction du temps avec prise en compte de la pression interstitielle initiale (essai n° 5)



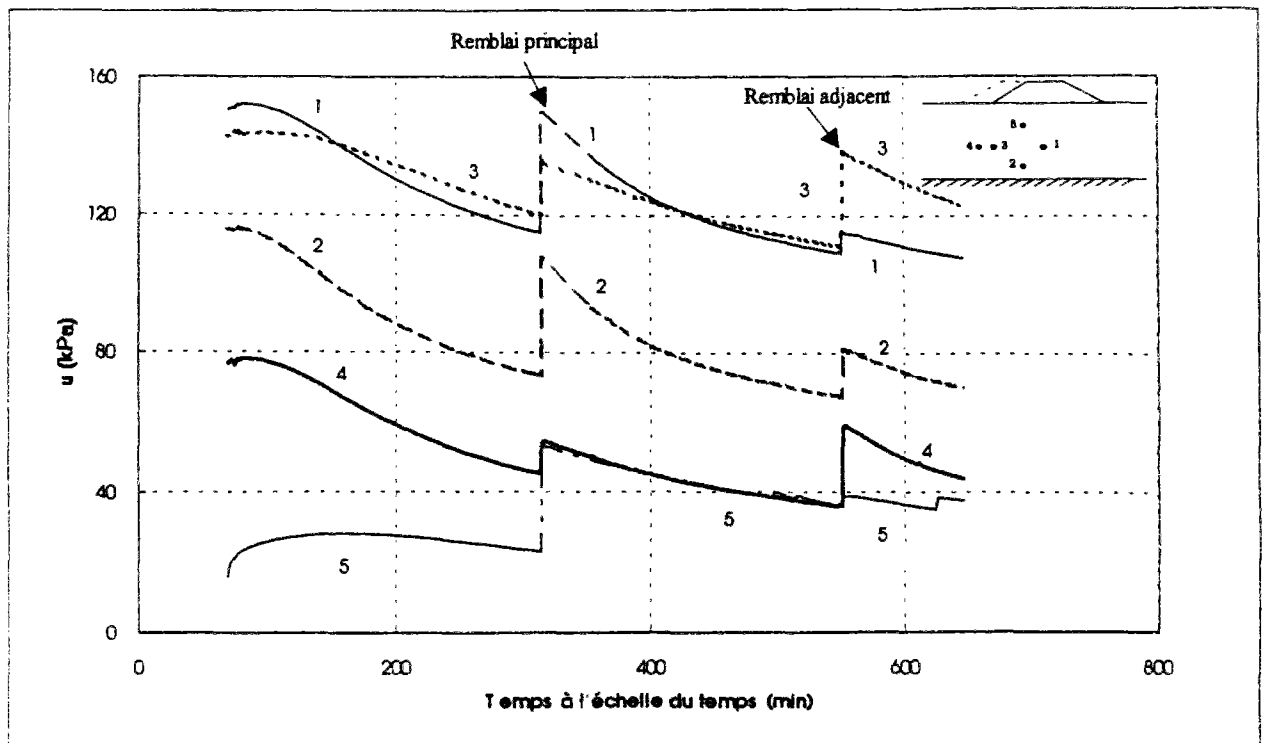
Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps avec prise en compte de la pression interstitielle initiale (essai n° 5)



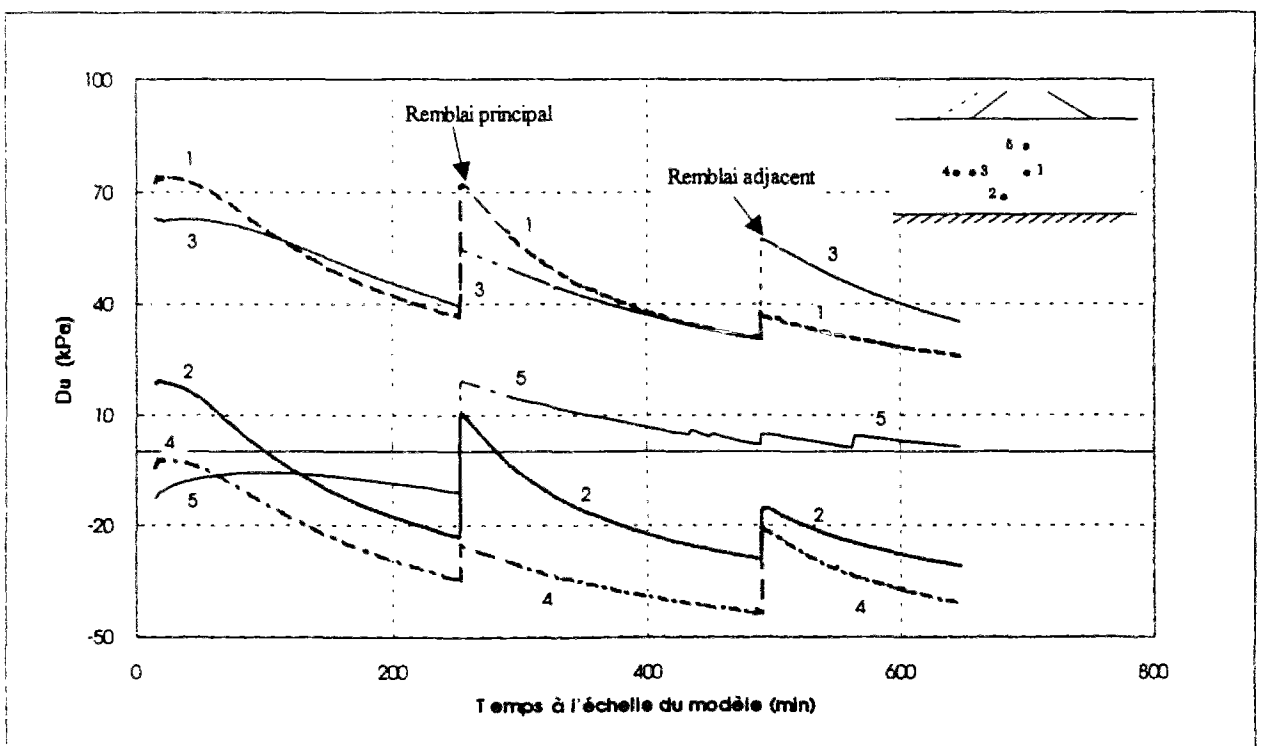
Evolution des pressions interstitielles en fonction du temps avec prise en compte de la pression interstitielle initiale (essai n° 6)



Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps avec prise en compte de la pression interstitielle initiale (essai n° 6)



Evolution des pressions interstitielles en fonction du temps avec prise en compte de la pression interstitielle initiale (essai n° 7)



Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps avec prise en compte de la pression interstitielle initiale(essai n° 7)

ANNEXE IV

Description et mode d'emploi du module CSNL CONSOLIDATION DES SOLS NON LINEAIRES.

I. Introduction

Le module CSNL permet la résolution des problèmes de consolidation élastoplastiques pour sols saturés. Ce module fonctionne uniquement avec les éléments des familles 41 et 42, suivant qu'on réalise un calcul bidimensionnel ou tridimensionnel. Ces éléments possèdent trois et quatre degrés de liberté, respectivement.

Les principaux résultats de ce module sont les déplacements et les charges hydrauliques aux noeuds avec, comme résultats complémentaires, les contraintes et les gradients. L'impression et l'exploitation graphique de ces résultats est gérée par les options IMPR et SRE décrites ci-après.

II. Description du module CSNL

La rencontre du mot-clé CSNL entraîne l'appel successif du sous-programme BLCSNL qui recueille les paramètres de contrôle nécessaires au dimensionnement des tableaux prévus pour la résolution numérique et appelle le sous-programme EXCSNL, qui à son tour exécute toutes les opérations indispensables pour mener à bien la résolution du problème de consolidation des sols quasi-saturés par la méthode des éléments finis.

a - Principaux sous-programmes généraux appelés par le module CSNL

ASSEM calcul et assemblage d'une matrice globale ;
CONTR calcul des contraintes ;
INIPLA initialisation des paramètres d'érouissage ou d'autres quantités non linéaires ;
RESIDW calcul du vecteur des efforts internes servant au calcul du vecteur résidu pour les problèmes non linéaires ;
RSCSNL calcul des corrections de contraintes et des forces nodales d'origine plastique ;
CTCSNL intégration des lois incrémentales de l'élastoplasticité ;
CONVCP test de convergence ;
INTEGR calcul des fonctions d'interpolation et de leurs dérivées ;
RESOUD résolution d'un système d'équations linéaire $K \cdot U = F$;
MULNS calcul du produit $KM \cdot VUM$;
RESOLO calcul de VDUM ;
SOCSNL stockage des résultats en vue de leur exploitation par PEGGY ;
RPCSNL sous-programme d'écriture ou lecture sur un fichier de reprise.

b - Principaux sous-programmes propres au module CSNL

Selon le type de calcul effectué (bidimensionnel ou tridimensionnel), on utilise les éléments de la famille 41 ou 42. Chacune de ces familles fait appel à un certain nombre de sous-routines. Pour la famille 41, on distingue :

CALC41 calcul des coefficients du tenseur de compressibilité aux points d'intégration ;
CALK41 calcul du tenseur de perméabilité aux points d'intégration ou aux noeuds ;
ELEM41 fonctions élémentaires de la famille 41 ;
GRAD41 calcul des gradients ;
IMPR41 impression des contraintes et des gradients aux noeuds ;
PREL41 lecture des propriétés matérielles d'un groupe d'éléments ;
RIG41 calcul et assemblage de la matrice élémentaire de consolidation

Pour la famille 42 :

CALC42 calcul des coefficients du tenseur de compressibilité aux points d'intégration ;
CALK42 calcul du tenseur de perméabilité aux points d'intégration ou aux noeuds ;
ELEM42 fonctions élémentaires de la famille 42 ;
GRAD42 calcul des gradients ;
IMPR42 impression des contraintes et des gradients aux noeuds ;
PREL42 lecture des propriétés matérielles d'un groupe d'éléments ;
RIG42 calcul et assemblage de la matrice élémentaire de consolidation.

Les sous-routines décrites ci-après sont communes aux deux familles :

LECSNL lecture des données initiales ;
MULTKM calcul du produit $VKE \cdot VDLE$ (KM VUM) au niveau élémentaire ;
RICOMP calcul de la matrice de compressibilité élémentaire ;
RICOUP calcul de la matrice de couplage élémentaire ;

c - Principaux vecteurs de CSNL

Les tableaux 1 et 2 donnent la liste des principaux vecteurs aux niveaux global et élémentaire, respectivement.

Tableau 1: Principaux vecteurs globaux du module CSNL

Vecteur	Description	Dimension
VDUM	vecteur des incréments de déplacement et de charge	NDL.T
VUM	vecteur des déplacements et charges cumulés à l'instant t	NDL.T
VFM	vecteur de chargement à l'instant t	NDL.T
VTEMPS	vecteur des incréments de temps Δt successifs	NPASI
VKND	diagonale de la matrice de rigidité	NEQ
VCOEL	vecteur des contraintes et gradients	NEQ x NELT
VRES	vecteur résidu	NEQ
VPLAS	vecteur regroupant les quantités non linéaires en chaque point du maillage	DPLAS x NELT

Avec ces données, le programme calculera la solution aux instants suivants

$$t_0 = T_0$$

$$t_i = t_0 + \Delta t (i)$$

$$t_{\text{total}} = t_{\text{previous}} + \Delta t (i)$$

Le fichier de données contient les lignes suivantes

CSNL
un nombre 0 ou 1 ou 2 (MEXE)
un nombre entier (NITER), une valeur (TOL)
un nombre entier (NPASI)
une valeur (T ₀), NPAS valeurs (Δt(i))

2 - Liste des options

L'introduction des autres données du module CSNL est structurée en options annoncées par les mots-clés de trois lettres suivants :

- **CFT** : données des fonctions du temps relatives aux chargements définis dans CHAR
- **INI** : initialisation complète au temps T₀ des valeurs nodales principales et secondaires à partir des résultats d'un calcul antérieur stockés avec l'option STK
- **INU** : initialisation des déplacements au temps T₀
- **INH** : initialisation des charges hydrauliques au temps T₀
- **LIM** : données des fonctions du temps relatives aux conditions aux limites (en déplacement et charge hydraulique) définies dans COND
- **SRE** : stockage des résultats en vue de leur exploitation graphique

3 - Description des différentes options

a - Option CFT

Cette option est omise si le jeu de données ne comporte pas de chargement. Sinon, pour chacun des chargements i introduits à l'aide du module CHAR, on va lire une fonction du temps f_i(t), telle que le chargement global à l'instant t soit défini par :

$$\text{chargement} = \sum_{i=1}^{\text{NCHAR}} \text{chargement}(i) \cdot f_i(t)$$

avec

NCHAR : le nombre des mots-clés CHAR présents dans le jeu de données

Le fichier de données contient les lignes suivantes :

CFT
NPASI x NCHAR valeurs numériques de f _i dans l'ordre :
((FT(J,I), J=1, NPASI), I=1, NCHAR)

FT (J + 1, I) valeur de la ième fonction de chargement au pas de temps J.

b - Option INI

Les données de l'option INI sont les suivantes :

NOMF : nom du fichier sur lequel sont lues les valeurs initiales des paramètres

Le fichier de données contient les lignes suivantes :

INI
nom de fichier

c - Option INU

Cette option est omise si les déplacements nodaux initiaux sont nuls en tout noeud du maillage à l'instant T₀.

Les données de l'option INU sont les suivantes :

- M3** : indicateur de lecture des valeurs initiales
- M3 = 0, lecture dans le jeu de données ;
 - M3 = 1, lecture à partir d'un fichier de reprise ;
 - M3 = 2, initialisation de tous les noeuds à une même valeur de u et v.

Si M3 = 0, lecture de :

$$(U(I), I=1, NNT \cdot \text{NDIM})$$

NNT : nombre de noeuds du maillage ;

NDIM : dimension du problème ;

U : tableau des déplacements initiaux imposés.

Si M3 = 1, lecture de :

NOMFU

NOMFU : nom du fichier dans lequel est stocké le tableau U

Si M3 = 2 lecture de :

UL, V1

U1 : valeur initiale du déplacement u en tout noeud du maillage ;

V1 : valeur initiale du déplacement v en tout noeud du maillage

Le fichier de données contient les lignes suivantes :

soit	INU 0	NNT x NNDIM valeurs numériques de U(I)
soit	INU 1	nom de fichier
soit	INU 2	une valeur de U(I) et une valeur de V(I)

d - Option INH

Cette option est omise si les charges hydrauliques nodales initiales sont nulles en tout noeud du maillage à l'instant T_0 .

Les données de l'option sont les suivantes :

M3 : indicateur de lecture des charges hydrauliques ;

M3 = 0, lecture dans le jeu de données ;

M3 = 1, initialisation à une même valeur en tout noeud ;

M3 = 3, lecture à partir d'un fichier de reprise ;

M3 = 4, définition d'une nappe hydrostatique ;

Si M3 = 0, lecture :

(H (I), I = 1, NNT)

NNT : nombre de noeuds du maillage ;

H : tableau des charges nodales initiales.

Si M3 = 1, lecture de :

H_0

H_0 : valeur initiale de la charge en tout noeud du maillage

Si M3 = 3 lecture de :

NOMFH

NOMFH : nom du fichier dans lequel est stocké le tableau H

Si M3 = 4, lecture de :

HNAP

HNAP : cote de la nappe.

Le fichier de données contient les lignes suivantes :

soit	INH 0	NNT valeurs numériques de H
soit	INH 1	une valeur de charge
soit	INH 2	nom de fichier
soit	INH 3	valeur de la cote du toit de la nappe

e - Option LIM

Cette option est omise quand les conditions aux limites restent les mêmes pendant tout le calcul.

Les données de l'option LIM sont les suivantes :

((KCOND (I), I = 1, NPASI))

((VCOND (I), I = 1, NPASI))

KCOND : tableau d'indicateurs spécifiant si, au pas de temps J, les conditions aux limites déclarées dans le module COND sont supprimées ou non :

KCOND (J+1) = 0 si la condition est supprimée au pas de temps J ;

KCOND (J+1) = 1 sinon.

VCOND : tableau des fonctions multiplicatives des conditions aux limites

VCOND (J+1) multiplicateur au pas de temps J des conditions aux limites déclarées dans le module COND considéré

J = 1 pas de temps initial

Le fichier des données contient les lignes suivantes

LIM
NPAS1 valeurs 0 ou 1
NPAS1 valeurs 0 ou 1

f - Option SRE

Cette option permet de spécifier les pas de temps pour lesquels on souhaite stocker les résultats de calcul en vue de leur exploitation graphique par le post-processeur PEGGY et le niveau de stockage désiré.

Selon l'indicateur ISRC, sont stockés les valeurs nodales de l'inconnue principale et éventuellement les résultats complémentaires aux pas de temps spécifiés dans le tableau KSRE

Les données de l'option SRE sont les suivantes :

KSRE : tableau de NPAS1 indicateurs spécifiant pour chaque pas de temps si l'on désire ou non stocker les résultats ;

KSRE (I+1) = 0 aucun stockage au pas de temps I ;
= 1 stockage au pas de temps I des résultats désignés par l'indicateur ISRC

ISRC : indicateur du niveau de stockage pour l'ensemble des pas de temps :
= 0 stockage de l'inconnue principale ;
= 1 stockage de l'inconnue principale et des résultats complémentaires

Le fichier de données contient les lignes suivantes :

SRE
NPAS1 valeurs 0 ou 1 (KSRE)
une valeur 0 ou 1 (ISRC)

g - Option STK

Cette option permet de stocker sur fichiers les résultats de calcul (globalement, déplacements, charge hydraulique) du dernier pas de temps en vue de l'initialisation d'un autre calcul avec le module CSNL (reprise).

Les données de l'option STK sont les suivantes :

NOMFG : nom du fichier dans lequel sont stockés les résultats globalement au dernier pas de temps ;

NOMFH : nom du fichier dans lequel sont stockées les valeurs nodales de la charge hydraulique obtenues au dernier pas de temps ;

NOMFU : nom du fichier sur lequel sont stockées les valeurs nodales des déplacements obtenus au dernier pas de temps.

Le fichier de données contient les lignes suivantes :

STK
nom de fichier (NOMFG)
nom de fichier (NOMFH)
nom de fichier (NOMFU)

5 - Exemple de fichier de données de CSNL

Le fichier du calcul TEST_C1 (chapitre 4) a la forme suivante :

EXEC
COM1

CESAR-LCPC version 3.1
Nom de l'ETUDE : test
Nom du CALCUL : C1
Familles : 41
Module : CSNL
40 noeuds
3 groupes
9 éléments
9 CBQ8

COOR
1 1
40 2
ELEM
1 1
9 3

[illegible]

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Almeida M. SS., Britto A. M., Parry H. G. (1986)

"Numerical modelling of a centrifuged embankment on soft clay"
Canadian Geotechnical Journal, volume 23, n° 2, pp 103 - 112.

Almeida M. SS., Davies M.C.R., Parry R.H. (1985)

"Centrifuge tests of embankments on strengthened and unstrengthened clay foundations".
Géotechnique, vol 35, n° 4, pp 425 - 441.

Almeida MSS., Parry RHG. (1983)

"Studies of vane and penetrometer tests during centrifuge flight"
Cambridge University, Engineering Department, 21 pages.

Babchia M.Z., Magnan J.P. (1986)

"Analyse numérique du comportement des massifs de sols argileux"
L.C.P.C., Paris, Rapport de Recherche LPC n° 140, 127 pages.

Bassett R.H. (1973)

"Centrifugal model tests of embankments on soft alluvial foundations".
Proceedings of the 8th I.C.S.M.F.E, Moscou, vol. 2, pp. 23-30

Bassett R.H., Davies M.C.R., Gunn M.J., Parry R.H.G. (1981)

"Centrifugal models to evaluate numerical methods".
Proceedings, 10th I.C.S.M.F.E. Stockholm, Sweden, vol. 1, pp. 557-562.

Bassett R.H., Horner J. (1979)

"Prototype deformations from centrifugal model tests".
Proc., 7th European Conf. on SM and FE, Brighton, vol. 2, pp 1 - 9.

Beasly D.H. (1973)

"Centrifugal modelling of soft clay strata subject to embankment loading "
PhD. Thesis, Cambridge University, 328 pages.

Beasly D.H., James R.G. (1976)

"Use of hopper to simulate embankment construction in a centrifugal model".
Géotechnique, vol. 26, n° 1, pp. 220-226.

Belkeziz A., Magnan J.P. (1982)

"Analyse numérique de la consolidation bidimensionnelle des sols élastoplastiques. Traitement par la méthode des éléments finis et application au remblai expérimental B de Cubzac-des-Ponts"
L.C.P.C., Paris. Rapport de Recherche LPC, n° 115, 160 pages.

Bernard J.M., Lesecq P., Tessonneau H. (1987)

"Stabilisation du glissement du Motty sur la RN85 dans les Hautes-Alpes"
Revue générale des routes et des aérodromes, n° 645, pp. 63 - 68.

Bjerrum L. (1967)

"Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlements of building"

Géotechnique, vol. 17 (2), pp. 83 - 119.

Bjerrum L. (1972)

"Embankments on soft ground"

Proc. ASCE Specialty conference on "Performance of Earth and Earth-Supported Structures", Purdue University, vol. II, pp. 1 - 54.

Blivet J.C., Gestin (mars 1995)

"Sable de Fontainebleau. Rapport n°7 : essais de compression et d'extension drainés"

Sujet : 2.24.22.4, Rhéologie. LRPC de Rouen.

Bolton M. D., Sun H. W., Dritto A. M. (1993)

"Finite element analyses of bridge abutments on firm clay"

Computers and Geotechnics, n° 15, pp 221 - 245.

Bourges F. (1993)

"Cours de mécanique des sols : les tassements dans les sols, les fondations"

Université de Nantes, 97 pages.

Bourges F., Frank R. (1989)

"Fondations profondes"

Techniques de l'ingénieur C248, 24 pages.

Bourges F., Mieussens C. (1979)

"Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles. Méthodes de prévision"

Bulletin de liaison des L.P.C., Paris, n° 101, pp. 73 - 100.

Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A., Vos E. (1994)

"Constitutive aspects of an embankment widening project"

Advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat : Proceedings of the International workshop, 16-18 june 1993, Delft, Netherlands, pp. 143-158.

Buisman A.S.K. (1936)

"Results of long duration settlement tests"

Proc. 1st ICSMFE, Cambridge, Mass., vol. 1, pp. 103 - 106.

Bujang B. K., Huat, W.H., Craig, C.M. Merrifield (1991)

"Simulation of trial embankment structure in Malaysia"

Centrifuge 91, Ko (ed), Balkema, Rotterdam.

Casagrande A.C. (1936)

Discussion on "The determination of the preconsolidation load and its practical significance"

Proc., 1st ICSMFE, Cambridge, vol. 3, pp. 60 - 64.

Chazal P., Tessonneau D. (1985)

"Le remblai en polystyrène expansé du pont des Quatre-Canaux à Palavas-les-Flots.

3. Point de vue de l'entreprise"

Bulletin de Liaison des L.P.C., n° 137, pp. 25 - 32.

Cin F. K. (1985)

"The design construction of high embankment on soft clay"

Proc. 8th South-East Asian Geotechnical Conference, vol 2, pp. 42 - 60.

Corté J. F. (1985)

"Revue des essais par centrifugation en géotechnique en France de 1973 à 1985"

Rapport des Laboratoires, n° GT10, L.C.P.C., Paris, 24 pages.

Corté J. F. (1989)

"L'essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique"

Revue Française de Géotechnique, n° 48, pp. 7 - 13.

Corté J. F., Garnier J. (1986)

"Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique"

Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 146, Paris, pp. 5-28.

Corté J. F., Garnier J., (1984)

" La centrifugeuse du L. C. P. C. "

Rapport des Laboratoires, n° GT5, L. C. P. C., Paris, 17 p.

Corté J. F., Garnier J., Cottineau L.M., Rault G. (1991)

"Determination of model soil in the centrifuge"

Centrifuge 91, Balkema, Rotterdam, pp. 607 - 614.

Couvreur J.F., Vermaut M., Vermeer P. A. (1993)

"Application de modèles de calcul à l'élargissement d'une autoroute sur sol compressible"

Revue Française de Géotechnique, n° 65, pp. 64-78.

Dang M.T., Magnan J.P. (1977)

"Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous (Cubzac-les-Ponts)"

L.C.P.C., Paris. Rapport de Recherche LPC, n° 74, 102 pages.

Davies M. C. R., Almeida M. S., Gunn M. J. (1990)

"Centrifuge evaluation of numerical model for clay"

Journal of Geotechnical Engineering, A S C E, Vol. 116, n° 4, mars 1990, pp. 721 - 724.

Davies M.C.R., Parry R.H.G. (1985)

"Centrifuge modelling of embankments on clay foundations".

Soils and Foundations, vol. 25, n° 4, pp. 19-36

Deniau M. (1989)

"Elargir l'autoroute A7"

Travaux, n° 645, pp. 57 - 62.

Duncan J. (1993)

"Limitations of conventional analysis of consolidation settlement"

(The twenty - seventh Karl Terzaghi lecture)

ASCE Journal Geotechnical Engineering Division, Vol. 119 (9), pp. 1333 - 1359.

El Ghoche H., Cambou B. (1994)

"Expérimentation et modélisation de blocs compressibles de matières plastiques pour des remblais allégés. Elaboration d'un modèle viscoplastique non linéaire, orthotrope de révolution"

Revue Française de Géotechnique, n° 66, pp. 57 - 66.

Endicott L. J., (1971)

"A centrifugal model test of the trial embankment at King's Lynn"

University of Cambridge, Department of Engineering, 14 pages.

Essai triaxial (1968)

Mode opératoire LPC.

Essais oedométriques (1985)

"Méthodes d'essai LPC", n° 13, 83 pages.

Evgeniev I.E., Kazarnovskij V.D. (1982)

"Remblais routiers sur sols mous"

Traduit du Russe par J.P. Magnan

Techniques et documentation Lavoisier, Paris, 432 pages.

Fiodorov (1985)

" Centrifugal tests of embankment dams and dikes "

Proceedings of the 11th I. C. S. M. F. E. , San Francisco, 12 - 16 August, pp. 1105 - 1108.

François M., Bailly J.C., Bondil R. (1989)

"Quatre techniques de pointe pour un échangeur-échangeur de Cannes-ouest-A8"

Travaux, n° 645, pp. 84 - 93.

Garnier J. (1984)

"Modélisation par centrifugation : note sur la préparation d'argile reconstituée"

LCPC, Section de Modélisation en centrifugeuse, 16 pages.

Garnier J., Cottineau L.M. (1988)

"La centrifugeuse du L.C.P.C. : moyens de préparation des modèles et instrumentation"

Proceedings of the International Conference on Geotechnical Centrifuge Modelling, Paris, 25 - 27 Avril, Balkema, Rotterdam, pp. 83 - 90.

Gibson R. E., Knight K., Taylor P. W. (1963)

"A critical experiment to examine theories of three-dimensional consolidation"

Proc., Eur. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng., Wiesbaden, vol 1, pp. 69-76.

Gibson R.E., Lo K.Y. (1961)

"A theory of consolidation for soil exhibiting secondary compression"

Norwegian Geotechnical Institute, Publication n° 141, Oslo, 16 pages.

Giroud J.P. (1973)

"Tables pour le calcul des fondations"

Tome II, Dunod, Editeur, Paris, 505 pages.

Humbert P. (1989)

"CESAR-LCPC. Un code général de calcul par éléments finis."

Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, n° 160, pp. 112-115.

Info Special (April 1993)

Centrifuge 1992, Delft Geotechnics, pp. 3 - 7.

Kattan A. (1990)

"Fluage et consolidation des sols saturés et quasi-saturés. Analyse numérique"

Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 199 pages.

Khemissa M. (1992)

"Recherches expérimentales sur les propriétés mécaniques d'une argile molle naturelle"

Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 371 pages.

Kimura T., Kusakabe O., Takemura J. and Saitoh K. (1984)

"Preparation of normally consolidated clay stratum in a centrifuge"

Soils et Foundations, vol 24, n° 4, pp 71 - 83.

Lagrand P., Pitie C., Lanyi M. (1987)

"Une première : un remblai en polystyrène expansé à paroi verticale"

Le Moniteur des Travaux Publics Batiment, n° 10, pp. 78 - 79.

Lassauce Ph., Antoine R. (1985)

"Le remblai en polystyrène expansé du pont des Quatre-Canaux à Palavas-les-Flots."

1. Point de vue du maître d'oeuvre"

Bulletin de Liaison des L.P.C., Paris, n° 136, pp. 21 - 29.

Lea N.D., Brawner C.O. (1963)

"Highway design and construction over peat deposits in lower mainland of British Columbia"

HRB Research Record, 7, pp. 1 - 33, Washington D.C.

Légrand J., Humbert P. (1994)

"L'eau dans le sol"

Techniques de l'ingénieur C212, pages.

Lepidas I. (1987)

"Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique"

Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 167 pages.

Lepidas I., Magnan J.P. (1990)

"Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique"

L.C.P.C., Paris. Rapport de Recherche LPC, n° 157, 167 pages.

Leroueil S., Magnan J.P., Tavenas F. (1985)

"Remblais sur argiles molles"

Technique et documentation-Lavoisier, Paris, 342 pages.

Liang R. Y. K., Michell K. (1988)

"Centrifuge evaluation of numerical model for clay"

Journal of Geotechnical Engineering, A S C E Vol. 114, n° 3, mars 1988, pp. 265 - 283.

Long N.T. (1985)

"Le pneusol"

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapports des Laboratoires, GT-7, 36 pages.

Long N.T. (1989)

"Le pneusol léger"

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapports des Laboratoires, GT-37, 38 pages.

Lugiez J., Panet M. (1983)

"Terrassements - Drainage - Couche de forme. L'emploi de la Terre Armée pour les élargissements de remblai"

17^{ème} Congrès mondial de la route - Sydney, Australie, pp. 65 - 83.

Magnan J.P. (1981)

"Remblais sur sols compressibles : méthodes de calcul des amplitudes et vitesses de tassement"

Note technique, LCPC, Paris.

Magnan J.P. (1986)

"Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles"

L.C.P.C., Paris. Rapport de Recherche LPC, n° 141, 255 pages.

Magnan J.P. (1987)

"Quelques exemples de calcul par éléments finis du comportement des sols mous sous différents ouvrages"

La méthode des E.F. dans les projets de géotechnique

(THEME 4 - PERSPECTIVES), pp. 265 - 272. Presses de l'ENPC.

Magnan J.P. (1992)

"Le rôle du fluage dans les calculs de consolidation et de tassement des sols compressibles"

Bulletin de liaison des LPC, Paris, n° 180, pp. 19 - 24.

Magnan J.P. (1994)

"Methods to reduce the settlement of embankments on soft clay : a review"

ASCE Speciality Conf. Settlement 94 on vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments.

College Station, Texas, june 1994.

Magnan J.P., Bailly J.C., Bondil R. (1990)

"Les remblais en polystyrène expansé de l'autoroute A8 à Mandelieu"

Bulletin de liaison des L.P.C., Paris, n° 165, pp. 17 - 32.

Magnan J.P., Bagheri S., Brucy M., Tavenas F. (1979)

"Etude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non saturation"

Bulletin de liaison des L.P.C., Paris, n° 103, pp. 83 - 840.

Magnan J.P., Shahanguian S., Josseaume H. (1982)

"Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique"

Revue Française de géotechnique, n° 20, pp. 13 - 19.

Magnan J.P. (1984)

"Remblais et fondations sur sols compressibles"

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 253 pages.

Magnan J.P., Dang M.T. (1977)

"Theoretical and experimental analysis of the compressibility of pore fluid in a nearly saturated clayey soil"

Proc., Int. Symp. on Soft Clays, Bangkok, pp. 675 - 689.

Magnan J.P., Deroy J.M. (1980)

"Analyse graphique des tassements observés sous les ouvages"

Bulletin de liaison des L.P.C., Paris, n° 109, pp. 45 - 52.

Magnan J.P., Lepidas I. (1990)

"Etude paramétrique des déplacements horizontaux des sols mous sous les remblais pendant la construction"

Rapport des Laboratoires, GT-42, L.C.P.C., Paris, 77 pages.

Magnan J.P., Mieussens C., Queyroi D. (1983)

"Etude d'un remblai sur sols compressibles : le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts"

L.C.P.C., Paris, Rapport de Recherche LPC, n° 127, 99 pages.

Magnan J.P., Pilot G. (1994)

"Amélioration des sols"

Techniques de l'ingénieur C 255, 13 pages.

Magnan J.P., Soyez B. (1988)

"Compressibilité. Consolidation. Tassement "

Technique de l'ingénieur c 214, 19 pages.

Magnan J.P., Soyez B. (1985)

"Principe des remblais légers. Contraintes d'emploi du polystyrène"

Bulletin de liaison des L.P.C., Paris, n° 136, pp. 9 - 13.

Mandel J. (1962)

"Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains. Etude des conditions de similitude"

Revue de l'Industrie Minérale. Vol. 44, n° 9, pp. 1 - 10.

Matar M., Salençon J. (1979)

"Capacité portante des semelles filantes"

Revue Française de Géotechnique, n° 9, pp. 51 - 76.

Mieussens, C. (1994)

"Autoroute A 9. Expérience d'élargissement d'un remblai sur sol compressible dans la plaine de l'Aude (PK 175, 140)"

LRPC de Toulouse.

Mikasa M., Takada N., Yamada K. (1969)

"Centrifugal model test of a rockfill dam"

Comptes rendus, du 7th Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico Vol. 2, pp. 325-333

Miyake M., Akamoto H. Wada M. (1991)

"Deformation characteristics of ground improved by a group of treated soil columns".

Centrifuge 91, Ko (éditeur), Balkema, Rotterdam, pp. 295-302.

Moscou (1989)

"Les méthodes et modèles de calcul des déformations des sols mous et leur vérification expérimentale. Symposium franco-Soviétique"

Rapport des Laboratoires, GT-39, L.C.P.C., Paris, pp. 5 - 31.

Mouratidis A., Magnan J.P. (1983)

"Modèle élastoplastiques anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles"

L.C.P.C., Paris. Rapport de Recherche LPC, n° 121, 128 pages.

Nelissen H.A.M. (1992)

"Stability analysis of in-flight built embankments on soft soil".

Grondmecnica Delft / Delft Geotechnics, pp. 1 - 8.

OCDE (Organisation de Coopération et Développement Economiques) (1979)

"Construction de routes sur sols compressibles"

Rapport du groupe de Recherche routière CM1, OCDE, Paris, 160 pages.

Osterberg J.O. (1957)

"Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to embankment loading"

Proc. 4th ICSMFE, Londres, vol. 1, pp. 393 - 394.

Phillips I. (1869)

"De l'équilibre des solides élastiques semblables"

Comptes rendus de l'Académie des Sciences, Paris, tome 68, janv. - Juin 1869, pp. 75 - 79.

Pilot G. (1972)

"Study of five embankments on soft soils"

Proc. ASCE Specialty Conference on "Performance of Earth and Earth-Supported Structures", Purdue University, Lafayette, Ind. (USA), vol. I, part I, pp. 81 - 99.

Pilot G. (1975)

"Centrifugation de modèles réduits d'ouvrage en terre et de fondations"

Rapport de recherche n° 48, L.P.C., Paris, 44 pages.

Pilot G. (1981)

"Calcul de stabilité des remblais sur sols mous"

Note technique, L.C.P.C., Paris, 15 pages.

Pilot G., Moreau M. (1973)

"La stabilité des remblais sur sols mous. Abaques de calcul"

Eyrolles Editeur, Paris.

Pincent B., Queyroi D., Blondeau F., Pilot G. (1978)

"Modélisation du comportement d'ouvrages en terre par centrifugation de modèles réduits"

Annales de l'institut technique du bâtiment et des Travaux Publics, n° 359, pp. 127 - 135.

Pincent B., Queyroi D., Blondeau F., Pilot G. (1977)

"Etude par centrifugation d'un remblai construit sur argile molle".

Proceedings, International Symposium on Soft Clays, Bangkok, pp. 527-547.

Pincent B., Tchocothé F. (1981)

"Centrifugation : vérification expérimentale de la similitude"

Comptes rendus du Xème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Stockholm, vol. I, pp. 741 - 744.

Piyal M., Magnan J.P. (1984)

"Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-Les-Ponts à l'état surconsolidé"

L.C.P.C., Paris. Rapport de Recherche LPC, n° 131, 108 pages.

Poulos H.G., Davis E.H. (1974)

"Elastic solutions for soil and rock mechanics"

Jhon Wiley & Sons, INC. New York. 412 pages

Puig J., Blivet J.C., Pasquet P. (1977)

"Remblai renforcé avec un textile synthétique"

Proc. Int. Conf. on the use of fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 1, pp. 85 - 90.

Quaresma M. (1992)

"Comportement et modélisation d'un remblai sur sols mous renforcé par géotextile"

Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, 385 pages.

Randolph M.F., Jewell R.J., Stone K.J.L., Brown T.A. (1991)

"Establishing a new centrifuge facility".

Centrifuge 91, (Ko, éditeur), Balkema, Rotterdam, pp. 3-9.

Refsdal G. (1977)

"An alternative material for constructing lightweight fills"

Papers of the Congress of the Nordic Association of Road and Traffic Engineering, Helsinki, thème C, pp. 148 - 149.

Refsdal G. (1985)

"L'expérience norvégienne d'utilisation de polystyrène expansé dans les remblais routiers"

Bulletin de liaison des L.P.C., Paris, n° 136, pp. 14 - 20.

Schlosser F. (1983)

"Eléments de mécanique des sols"

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 151 pages.

Schlosser F., Magnan J.P. (1984)

Cours de mécanique des sols de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Shinsha H., Takota K., Kurmada Y., Fuji N. (1991)

"Centrifuge model tests on clay ground partly improved by sand compaction piles".

Centrifuge 91, (Ko, éditeur), Balkema, Rotterdam, pp. 311-918.

Skempton A.W., Bjerrum L. (1957)

"A contribution to the settlement analysis of foundations on clay"

Géotechnique, vol. 7 (2), pp. 168 - 178.

Springman S.M. (1992)

"The principles and practice of centrifuge modelling : Principles of modelling in clay"

Cambridge programme for industry, 28 - 30 th september.

Tavenas F., Chapeau C., La Rochelle P., Roy M. (1978)

"The stability of stage - constructed embankments on soft clays"

Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, n° 2, pp. 283 - 305.

Tavenas F., Mieussens C., Bourges F. (1979)

"Lateral displacements in clay foundations under embankments"

Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 16, n° 3 pp.

Tavenas F., Leroueil S. (1977)

"Effects of stresses and time on yielding of clays"

Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, vol. 1, pp. 319 - 326.

Tavenas F., Leroueil S. (1979)

"Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles"

Revue Française de Géotechnique, n° 6, pp. 27 - 49.

Tavenas F., Leroueil S. (1980)

"The behaviour of embankments on clay foundations"

Canadian Geotechnical Journal, vol. 17, n° 2, pp. 236 - 259.

Taylor D.W. (1942)

"Research on consolidation of clay"

Massachusetts Institute of Technology. Report Seial n° 82.

Teferra A., Schultze E. (1988)

"Formulae, Charts and Tables, Soil Mechanis and Foundation Engineering, Stress in Soils"

A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.

Terzaghi K. (1923)

"Die Berechnung der Durchlässigkeit des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen"

Akademie der wissenschaften, Wien, Sitzungsberichte, Math. Naturwiss. Klasse, part. II-a, vol. 132 (3/4), pp. 125 - 138.

Terzaghi K. (1925)

"Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage"

Franz Deuticke Verlag, Vienne , 399 pages.

Timar A. et al. (1987)

"Terrassments - Drainage - Couche de forme. L'élargissement et réparation de remblais"

18^{ème} Congrès mondial de la route, Bruxelles, pp. 95 - 109.

Tornely J.H.A (1972)

"The design of hopper for use in centrifuge testing of soil models"

Project report, Cambridge University Engineering Department, pp

Ursat P. (1990)

"Murs en Pneusol au col de Bussang (Haut-Rhin)"

Etudes et Recherches 1989 du réseau des L.P.C., pp. 31.

Vermeer P.A, Verruijt A. (1981)

"An accuracy conditions for consolidation by finite elements"

International Journal for Numerical and analytical methods in Geomechanics, vol 5, pp 1-14.

Vos E., Couvreur J.F., Vermaut M. (1994)

"Comparaison of numerical analysis with field data of a road widening project on peaty soil"

Advances in understanding and modelling the mechanical behaviour of peat : Proceedings of the International workshop, 16-18 june 1993, Delft, Netherlands, pp. 267-274.

Zelikson, A. (1967)

"Représentation de la pesanteur par gradient hydraulique dans les modèles réduits en géotechnique"

Annales I.T.B.T.P., n° 239, Paris, pp. 1556-1560.

RÉSUMÉ

Deux approches ont été utilisées pour étudier le comportement des sols compressibles lors de l'élargissement d'un remblai : étude sur modèles réduits centrifugés et analyse numérique en éléments finis.

Pour l'étude en centrifugeuse, la construction des remblais pendant la rotation du modèle a été effectuée grâce à une trémie développée pour cette recherche. Sept conteneurs d'argile Speswhite reconstituée ont été préparés et équipés de capteurs de tassements de surface, de pressions interstitielles et de déplacements horizontaux. Sept essais ont été réalisés, les premiers pour mettre au point les procédures d'essai et les quatre derniers pour comparer deux variantes d'élargissement d'un remblai. L'analyse des résultats des mesures et des observations faites sur les modèles a montré l'importance des conditions de préparation des massifs d'argile et d'un suivi détaillé de toute l'histoire des sols depuis leur mise en place dans le conteneur jusqu'à la fin de l'essai. Le comportement des argiles pendant la centrifugation dépend d'une combinaison de consolidation et de fluage qui dépend de leur état de surconsolidation initiale et complique l'interprétation des mesures effectuées sur le modèle.

La modélisation numérique a été effectuée au moyen de CESAR-LCPC. Elle a porté sur les modèles testés en centrifugeuse et sur le comportement d'un remblai autoroutier élargi vingt-cinq ans après sa construction. Le calcul en éléments finis, de type élastoplastique couplé, nécessitait des données géotechniques qui n'étaient pas toutes disponibles et les comparaisons effectuées avec les mesures sont restées pour cette raison incomplètes, bien que les phénomènes soient reproduits qualitativement de façon acceptable. Ces recherches montrent qu'il est indispensable de mieux définir les propriétés mécaniques des sols pour déboucher sur des résultats d'application pratique.

Mots-clés

Modélisation - Remblai - Elargissement - Sol mou - Modèle réduit - Centrifugeuse - Trémie - Argile "Speswhite" (argile reconstituée) - Modèle (rhéologique, Mélanie) - Eléments finis (méthode) - CESAR-LCPC (code d'éléments finis) -Expérimentation en vraie grandeur - Essai (de laboratoire).